

FACULTÉ DES SCIENCES DE NANCY

ANNÉE 1970

N° A.O.4202

THÈSE

D'ÉTAT DE SCIENCES APPLIQUÉES

par

Philippe MASURE

Ingénieur E. N. S. G.

Présentée et soutenue publiquement le 12 Mars 1970

**COMPORTEMENT DES ROCHES A ANISOTROPIE
PLANAIRE DISCONTINUE
APPLICATION A L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ
DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES**

Président de Thèse M. le Professeur ROUBAULT

Membres du Jury M. le Professeur BLAZY

M. SIRIEYS

Maître de Conférence

M. DUFFAUT

Ingénieur

T H E S E
présentée
à la Faculté des Sciences
de l'Université de NANCY

pour obtenir
le Grade de Docteur ès-Sciences Appliquées

par
Philippe MASURE

S U J E T

COMPORTEMENT DES ROCHES A ANISOTROPIE
PLANAIRE DISCONTINUE
APPLICATION A L'ETUDE DE LA STABILITE
DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES

Soutenue le 12 Mars 1970, devant la Commission d'Examen

M.M. M. ROUBAULT, Membre de l'Institut	Président
P. BLAZY	Examineurs
P.M. SIRIEYS	
P. DUFFAUT	Invité



AVANT - PROPOS

L'un des aspects les plus actuels et positifs de ce travail est d'avoir rapproché naturalistes et physiciens d'une part, universitaires et ingénieurs d'autre part.

Nul n'était plus à même que Monsieur ROUBAULT, membre de l'Institut, de favoriser de telles rencontres et de les encourager, activement assisté par l'enthousiasme de Monsieur BLAZY. Il est inutile de souligner l'influence fondamentale de l'enseignement de ces maîtres sur l'esprit du travail présenté ici.

L'intérêt montré par Monsieur SIRIEYS et les conseils qu'il a bien voulu me prodiguer ont également favorisé l'élaboration de cette rédaction quelque peu hâtive.

Le Service Géologique et Géotechnique d'Electricité de France, qui a bien voulu m'accueillir au Centre d'Essais d'Albertville m'a permis, à plus d'un titre, de mener à bien cette étude.

Monsieur BORDET a su m'intégrer rapidement au sein du Service qu'il dirige, ce qui m'a permis de profiter de l'expérience exceptionnelle d'hommes de métier. L'intérêt qu'il a montré pour les travaux effectués à Albertville ont été un élément certain de notre réussite.

J'ai également trouvé, grâce à Monsieur COMES, des conditions optimales de travail, puisqu'il a su équiper la section Mécanique des Roches du Centre d'Essais d'Albertville, avec Monsieur BUVAT, d'une manière remarquable, et en continuelle évolution. Les conditions mêmes de notre travail ont été maintes fois facilitées par son souci constant de collaboration et d'efficacité.

L'instigateur de ce travail a été Monsieur DUFFAUT, et il me serait difficile de définir ce qui m'est spécifiquement personnel dans les conclusions présentées et dans les remarques faites tout au cours de cette étude, tant ont été étroite notre collaboration et nombreuses et fréquentes nos discussions. Aussi, l'isolement géographique et scientifique qui aurait pu être le mien ne s'est-il jamais fait sentir et même ai-je eu la chance d'être constamment soutenu par des marques d'intérêt, voire des manifestations d'enthousiasme.

Si ce travail a pu être effectué rapidement, c'est également grâce à mes collaborateurs du Centre d'Essais d'Albertville, M.M. AVRILLIER et CUSIN, dont le sérieux, l'effort et l'esprit d'équipe ont créé les conditions mêmes de la réussite d'une telle entreprise, M. COUDOUR, à qui est revenu la charge délicate d'illustrer ce volumineux rapport.

Je n'oublierai pas la bonne entente et la compréhension que j'ai trouvées auprès des Chefs du Centre d'Essais, M.M. DARROT et LECOINTE, ainsi que l'amitié de M. BUVAT, dont j'ai profité de nombreux conseils.

M.M. HOUPERT, MORLIER, VOUILLE, DAYRE, DESSENNE,
notamment m'ont également conseillé très spontanément
sur divers points particuliers.

Enfin, les Régions d'Equipement Hydraulique m'ont
aimablement permis d'utiliser les résultats d'études du
Service Géologique et Géotechnique.

Que toutes les personnes qui ont contribué à l'élabo-
ration de ce travail trouvent ici l'expression de mes
plus vifs remerciements.

1.1 - Définitions et notations	1
1.2 - Classification des roches	2
1.2.1 - Classification des roches d'après leur origine	2
1.2.2 - Classification des roches d'après leur structure	3
1.2.3 - Classification des roches d'après leur composition chimique	4
1.2.4 - Classification des roches d'après leur dureté	5
1.3 - Description des roches étudiées	6
1.3.1 - Roches à structure cristalline	6
1.3.2 - Roches à structure métamorphique	7
1.3.3 - Roches à structure sédimentaire	8
1.4 - Classification structurale des roches	9
1.4.1 - Les roches isotropes	9
1.4.2 - Les roches anisotropes	10
1.5 - Conclusion	11
Liste Bibliographique	12

Digitized by the Internet Archive
in 2026

S O M M A I R E

	<u>Pages</u>
- INTRODUCTION	1
I - LE MATERIAU ROCHEUX	8
I.1 - Introduction	9
I.2 - Etude bibliographique : Analyse structurale des roches	10
I.2.1 - Notions de base	10
I.2.2 - Classification des éléments pla- naires	11
I.2.3 - Classification des éléments liné- aires	12
I.2.4 - Les symétries des roches	12
I.3 - Description des roches étudiées	
I.3.1 - Roches à symétrie orthorhombique ..	14
I.3.2 - Roches à symétrie monoclinique	22
I.3.3 - Roches à structure statistiquement isotrope	26
I.4 - Classification structurale des roches	28
I.4.1 - Les roches isotropes	30
I.4.2 - Les roches anisotropes	30
I.5 - Conclusion	39
Liste bibliographique	43

II - PETITES DEFORMATIONS ET CONSTANTES ELASTIQUES	44
II.1 - Introduction	45
II.2 - Etude bibliographique : Elasticité des milieux anisotropes	45
II.2.1 - Equations de Hooke généralisées ..	45
II.2.2 - Cas des roches anisotropes	47
II.2.3 - Anisotropie des modules élastiques	50
II.3 - Déformation en compression des roches à structure statistiquement isotrope	53
II.3.1 - Cas des roches à comportement élastique-fragile	54
II.3.2 - Cas des roches à comportement élastique-plastique	56
II.3.3 - Influence de la durée de charge- ment	60
II.4 - Déformation en compression des roches à anisotropie planaire discontinue	64
II.4.1 - Considérations expérimentales	
II.4.2 - Cas des roches à anisotropie pla- naire discontinue dans une direc- tion	66
II.4.2.1 - Essais de compression mono- axiale sur les phyllades de Revin	68
II.4.2.2 - Essais sur d'autres roches ..	82
II.4.2.3 - Influence de la pression de confinement	87

II.4.3 - Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions .	
II.4.3.1 - Déformations en compression monoaxiale	95
II.4.3.2 - Influence de la pression de confinement sur les déformations	100
II.4.4 - Conclusion	109
II.5 - Déplacements dans la zone de cisaillement ..	112
II.6 - Détermination des constantes élastiques des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction	115
II.6.1 - Essais de compression monoaxiale	116
II.6.2 - Essais de cisaillement direct	121
II.6.3 - Application aux phyllades de Revin	122
II.7 - Conclusion	128
Liste bibliographique	131
III - PHENOMENES DE RUPTURE ET RESISTANCE	132
III.1 - Introduction	133
III.2 - Etude bibliographique : Critères de rupture des roches statistiquement isotropes.	
III.2.1 - Le phénomène de rupture fragile	135
III.2.2 - Critères de rupture fragile ...	139
III.2.3 - Surfaces limites. Courbes intrinsèques	143

III.3 - La rupture des roches à anisotropie planaire discontinue.	
III.3.1 - La rupture en compression monoaxiale	146
III.3.2 - La rupture en compression triaxiale	150
III.3.3 - La rupture en compression diamétrale	156
III.3.4 - Essais de traction monoaxiale	158
III.3.5 - Essais de cisaillement direct	159
III.4 - Critères de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue	162
III.4.1 - Critères de rupture en compression monoaxiale	163
III.4.2 - Critères de rupture en compression triaxiale	171
III.4.3 - Critère de rupture en compression diamétrale	172
III.5 - Résultats expérimentaux : Anisotropie des résistances.	
III.5.1 - Compression monoaxiale	174
III.5.2 - Traction	184
III.5.3 - Compression triaxiale	190
III.5.3.1 - Courbes limites de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction .	191
III.5.3.2 - Courbes limites de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions	199

III.5.4 - Cisaillement direct	201
III.5.5 - Comparaison essais de cisail- lement - essais triaxiaux	208
III.6 - Conclusion	211
Liste bibliographique	217
IV - ESSAIS ET MESURES EN PLACE	220
IV.1 - Introduction	221
IV.2 - Mesure des contraintes.	
IV.2.1 - Considérations de base	223
IV.2.2 - Mesures sur la craie	224
IV.2.3 - Mesures dans le site de Sisteron .	225
IV.2.4 - Mesures dans le site de Revin	227
IV.2.5 - Mesures dans le site du Cheylas ..	228
IV.2.6 - Conclusion	231
IV.3 - Mesures de déformabilité.	
IV.3.1 - Site de Revin	231
IV.3.2 - Site de Sisteron	241
IV.4 - Mesures de résistance.	
IV.4.1 - Essai à la plaque	244
IV.4.2 - Essai de cisaillement	246
IV.4.3 - Comparaison des résultats	248
IV.5 - Conclusion	251
Liste bibliographique	253

V - LA STABILITE DES USINES SOUTERRAINES	255
V.1 - Introduction	
V.2 - Etude bibliographique : Le tunnel en milieu isotrope.	
V.2.1 - Champ de contraintes en élasticité ..	259
V.2.2 - Champ de contraintes en élasto- plasticité	263
V.2.3 - Le problème du soutènement	264
V.3 - Le tunnel en milieu élastique à anisotropie planaire discontinue	263
V.4 - Application aux usines hydro-électriques souterraines	270
Liste bibliographique	273
- CONCLUSION	274

Liste des symboles employés

- Symboles physiques :

m (M)	: masse
ρ (M.L ⁻³)	: masse volumique
d (D)	: densité
γ (F.L ⁻³)	: poids spécifique
w (D)	: teneur en eau
n (D)	: porosité
η (F.L.T ⁻²)	: viscosité

- Symboles mécaniques :

F (F)	: force
N (F)	: force normale
T (F)	: force tangentielle
P (F.L ⁻²)	: pression
σ (F.L ⁻²)	: contrainte normale
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ (F.L ⁻²)	: composantes de la contrainte en coordonnées cartésiennes rectangulaires
$\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ (F.L ⁻²)	: composantes de la contrainte en coordonnées cylindriques
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (F.L ⁻²)	: contraintes principales
σ_w (F.L ⁻²)	: contrainte hydrostatique
σ_h (F.L ⁻²)	: contrainte horizontale
σ_v (F.L ⁻²)	: contrainte verticale
σ_{ult} (F.L ⁻²)	: contrainte ultime
τ (F.L ⁻²)	: contrainte tangentielle

ε (D)	: dilatation linéaire
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ (D)	: dilatations principales
$\gamma_{12}, \gamma_{23}, \gamma_{31}$ (D)	: composantes du glissement en coordonnées cartésiennes rectangulaires
$\nu_{12}, \nu_{23}, \nu_{31}$ (D)	: coefficients de déformation transversale
E_{11}, E_{22}, E_{33} (F.L ⁻²)	: coefficients de déformation longitudinale
G (F.L ⁻²)	: module de déformation par glissement
C (F.L ⁻²)	: cohésion
ϕ (D)	: angle de frottement
μ (D)	: coefficient de frottement
K	: corps de Kelvin
M	: corps de Maxwell.

INTRODUCTION

1 - La Mécanique des Roches.

La dimension sans cesse croissante des ouvrages, la nécessité d'utiliser des sites de moins en moins favorables, l'application plus rigoureuse de critères économiques, ont conduit à analyser de plus en plus précisément le comportement mécanique des roches.

Ainsi s'est individualisée une branche particulière de l'art de construire, basée sur l'application de la mécanique aux matériaux naturels de l'écorce terrestre.

C'est à cette partie de la science mécanique que l'on peut appliquer le nom de mécanique des roches, ou encore à l'ensemble des connaissances et des techniques nécessaires dans les travaux "au rocher".

Les difficultés en sont nombreuses et proviennent en grande partie de la double multiplicité des matériaux rocheux et des travaux au rocher.

La multiplicité des roches ne résulte pas seulement de leur composition chimique ou minéralogique, mais également de leur structure, c'est-à-dire, d'une manière très globale, de tous les écarts par rapport à la continuité, l'homogénéité et l'isotropie du solide idéal. Fort heureusement, un certain degré d'ordre s'introduit toujours dans ces écarts, qui permet une approche scientifique.

La multiplicité des applications est liée à des échelles très diverses de temps, de longueur et de contraintes.

Comparés aux problèmes purement statiques, l'avancement des tunnels et le développement des exploitations minières sont déjà des problèmes dynamiques à l'échelle du jour. La transmission des chocs et l'effet de l'explosif appartiennent, quant à eux, à l'échelle de la microseconde. En outre, certains ouvrages ont une vocation transitoire (chambres d'exploitations minières), alors que d'autres ont un caractère définitif (tunnel de voies de communications, usines souterraines par exemple).

Si les forages pétroliers diffèrent peu des puits de mine, la maille de fracturation est souvent comprise entre les deux.

Enfin, les travaux superficiels, fouilles et fondations carrières à ciel ouvert, sont bien différents des travaux souterrains profonds où règne une véritable précontrainte : sondages pétroliers, exploitation de certaines mines métalliques.

Le problème posé est cependant toujours le même : connaître l'évolution d'un site particulier dont les conditions d'équilibre sont modifiées localement.

2 - Application aux usines souterraines.

Dans le domaine des aménagements hydro-électriques, on envisage de plus en plus de projeter et de réaliser des

usines en souterrain. Les raisons en sont diverses : topographiques, hydrauliques, stratégiques, auxquelles vient s'ajouter l'apparition du transfert d'énergie par pompage.

L'évolution des usines souterraines vers des formes rationnelles au point de vue mécanique a été lente. Le projeteur a tout d'abord dessiné de tels ouvrages comme s'ils étaient à l'air libre, puis s'est efforcé de soutenir la cavité ainsi découpée dans le massif. C'est seulement dans des cas jugés difficiles qu'il a abandonné le traditionnel parallélépipède rectangle pour se rapprocher des formes idéales, ellipsoïde ou sphère.

Le problème de la stabilité fait intervenir trois catégories d'inconnues. Ce sont :

- les contraintes initiales, la composante verticale étant seule déterminée, en moyenne, par le poids de la couverture (l'orientation même du tenseur peut être déviée sous un versant),

- les critères de résistance en tout point assez voisins du contour, où le creusement a modifié de manière sensible l'état initial du tenseur contraintes,

- les caractéristiques de déformabilité, seulement nécessaires pour apprécier l'évolution du tenseur contraintes, lorsqu'elles ne sont pas constantes dans le domaine étudié.

L'étude géotechnique d'un site d'usine souterraine nécessite un ensemble de galeries et de forages de reconnaissance qui permettent tout d'abord une étude de géologie descriptive définissant la nature des roches, leurs hétérogénéités, leur degré de fissuration, leur structure.

Ces galeries permettent également de mesurer des contraintes, et de remonter ainsi aux contraintes initiales (sous certaines réserves), de mesurer des caractéristiques de déformabilité, et plus difficilement des résistances.

Longtemps, la mécanique des roches ne s'est fiée qu'à de tels essais en place, malgré leur prix de revient élevé et les difficultés de leur interprétation.

Les essais de laboratoire se sont développés plus récemment (à E.D.F. depuis 1966 surtout), lorsqu'on a compris que l'état des contraintes en profondeur, avant les travaux, maintenait fermées toutes les discontinuités et assurait ainsi à l'échantillon un caractère représentatif.

Le laboratoire permet donc de comparer les différentes natures ou qualités de roches rencontrées et d'évaluer leur comportement lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations variées. Il permet également l'étude des caractéristiques mécaniques des surfaces de discontinuité. Il permet surtout de multiplier les mesures pour connaître, sinon éliminer la dispersion.

L'utilisation des observations et des mesures est encore difficile, et la détermination de critères valables pour le projeteur reste fort imprécise. La dispersion inhérente aux matériaux rocheux (variations locales de la minéralogie, des caractéristiques de la fissuration par exemple) et les hypothèses simplificatrices pour le calcul éloignent souvent les résultats de la réalité.

L'important, pour le mécanicien des roches, est de comprendre les phénomènes. Malgré la petite échelle d'échantillons isolés de leur milieu, l'étude au laboratoire est donc indispensable, à condition que l'observation s'ajoute toujours à la mesure. En ceci au moins, casser des échantillons avec une presse est encore un travail de naturaliste et de géologue.

3 - Objet et division de l'étude.

Plusieurs usines projetées par Electricité de France au cours de ces dernières années sont situées dans des sites composés de roches schisteuses ou stratifiées :

- phyllades de Revin (station de pompage de Revin),
- marnes calcaires de Sisteron (chute de Sisteron),
- schistes ardoisiers du Col des Houilles (aménagement hydro-électrique de Froges),
- schistes calcaires du Cheylas (aménagement hydro-électrique Arc-Isère).

Ces roches ont en commun d'être plus ou moins fortement anisotropes. L'objet de ce travail est donc l'étude mécanique des roches présentant une même structure particulière, définie dans ce qui suit comme anisotropie planaire discontinue. Si la plupart des roches étudiées présentent une famille de discontinuités, l'une d'entre elles est cependant caractérisée par deux familles de discontinuités.

- Le chapitre I décrit les roches étudiées et définit leur structure.

- Le chapître II observe les phénomènes qui précèdent la rupture de ces matériaux lorsque l'on fait varier la nature du tenseur contraintes et son orientation par rapport aux discontinuités. Dans le cas des petites déformations, il précise les coefficients de la loi élastique anisotrope pour les phyllades de Revin, de symétrie orthorhombique.

- Le chapître III observe et définit les divers types de ruptures présentées par les roches à anisotropie planaire discontinue, et amène à considérer trois critères de rupture distincts, dépendant du tenseur contraintes et de son orientation par rapport à la structure.

Des considérations plus pratiques amènent à comparer les résultats de l'essai de double cisaillement de type Lundborg, avec ceux d'un essai plus rigoureux, l'essai triaxial.

- Les mesures en place effectuées par le Service Géologique et Géotechnique d'Electricité de France nous ont permis de comparer, dans le chapître IV, les résultats de mesures effectuées au laboratoire, avec celles qui sont déterminées in situ.

- Enfin, le chapître V rappelle les calculs des ouvrages souterrains dans l'hypothèse élastique et montre comment on peut tirer parti des résultats expérimentaux pour le projet et l'exécution des ouvrages.

CHAPITRE I

LE MATERIAU ROCHEUX

I. 1 - IN RODUCTION.

En mécanique, le milieu idéal est continu, homogène et isotrope. L'observation élémentaire montre que les matériaux rocheux s'écartent tous de cet idéal. Elle montre aussi, quelle que soit l'échelle, certains arrangements privilégiés d'éléments (1) d'une échelle inférieure, auxquels on peut appliquer le nom très général de structure (2) (en anglais "fabric", en allemand "gefüge").

Les propriétés physiques d'un cristal (optiques, thermiques, élastiques, etc ...) dépendent de l'orientation et leur symétrie est toujours au moins égale à celle du réseau cristallin (2ème loi de Curie). Il en est de même pour les assemblages de cristaux, de grains minéraux, ou de blocs, tant que leur structure conserve les éléments de symétrie.

Avant d'étudier le comportement d'une roche, on s'efforcera donc de définir non seulement sa composition, mais surtout sa structure. (3)

-
- (1) Le terme éléments est à prendre dans un sens général qui n'exclue pas l'idée d'ensembles homogènes de composants.
 - (2) Ce terme est pris au sens le plus large de son acception, assemblage plus ou moins ordonné des éléments constitutifs.
 - (3) On pourra préférer dans certains cas au terme "structure" auquel est liée la notion d'échelle, le terme "fabrique" qui a trait à la configuration interne des corps, à toutes les échelles.

La structure des roches a été particulièrement bien analysée par B. SANDER [I. 1] et reprise par TURNER et WEISS [I. 2] et nous rappellerons succinctement dans le paragraphe qui suit les notions de base qui se dégagent de leurs travaux et qui paraissent essentielles pour toute étude de Mécanique des Roches.

Nous décrirons ensuite les roches faisant l'objet de cette étude et proposerons enfin une classification structurale élémentaire des matériaux rocheux en vue de l'étude de leur comportement mécanique.

I. 2.- ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE : ANALYSE STRUCTURALE DES ROCHES.

I.2.1. - Notions de base :

La définition d'une roche suppose connue la nature et la disposition de ses éléments constitutifs, les minéraux et les vides.

La pétrographie enseigne sur la nature des minéraux et le caractère de leurs associations mutuelles (texture).

Parmi les formes de vides observées, pores, vacuoles, fissures, ces derniers, caractérisés par deux dimensions prépondérantes, sont les plus importants au point de vue mécanique. Ils se situent alors entre les cristaux, aux joints de grains, ou sont intracristallins. A l'échelle de l'échantillon de laboratoire, leur longueur varie de la dimension des grains à celle de plusieurs centaines de grains.

L'analyse structurale peut se ramener à la recherche de plans et de droites caractéristiques [I.1] [I.2] .

La structure est alors définie comme un ensemble d'éléments planaires et d'éléments linéaires, aussi bien à l'échelle du cristal (clivage) qu'à l'échelle du grain minéral (allongement) ou des aggrégats de grains (stratification, litage, schistosité) et à l'échelle des blocs de toutes dimensions (fractures, diaclases, stries de glissement, plis, etc ...).

Chaque famille de plans ou de droites peut être discrete, les éléments étant à distance finie les uns des autres, ou pénétратive, lorsqu'ils sont très rapprochés ; cette propriété est fonction de l'échelle considérée.

I.2.2. - Classification des éléments planaires [I.3].

Parmi les éléments planaires, on peut distinguer :

- les surfaces de discontinuité physique : elles sont définies par l'interruption de la continuité physique de la roche. Ce sont les joints de stratification (roches sédimentaires), les fractures endo ou exocinétiques (magmatites), le clivage et la schistosité S.S. (métamorphites).
- les surfaces de discontinuité lithologique : elles sont définies par la différence des caractères pétrographiques et texturaux de la roche des deux côtés de la surface. C'est le litage de Lombard. [I.4]
- les surfaces définies par l'orientation de certains éléments de la structure : elles sont déterminées par l'orientation, parallèlement à une surface, des grains planaires ou des grains allongés. C'est la foliation des roches.

1.2.3. - Classification des éléments linéaires [1.3]

Les éléments linéaires peuvent également être classés suivant leurs caractères diagnostiques. On distinguera :

- les éléments linéaires définis par l'allongement de certains éléments de la structure : ce sont la linéation minérale, la linéation d'agrégat et la linéation texturale
- les éléments linéaires définis par l'intersection des éléments planaires : nous l'appellerons linéation d'intersection.

1.2.4. - Les symétries des roches :

La symétrie d'un matériaux rocheux est définie statistiquement à partir de l'ensemble des éléments planaires et linéaires. On distingue les cinq systèmes de symétrie suivants :

- système sphérique : il présente la symétrie de la sphère. C'est la symétrie des matériaux à structure statistiquement isotrope.
- système axial : il présente la symétrie de l'ellipsoïde de révolution : un axe de révolution, intersection d'une infinité de plans de symétrie, normal à un autre plan de symétrie.
- système orthorhombique : il présente la symétrie d'un ellipsoïde triaxial : trois plans de symétrie orthogonaux et trois axes qui leur sont normaux.
- système monoclinique : il présente un axe de symétrie et un plan qui lui est normal.
- système triclinique : il n'a aucun élément de symétrie.

I. 3 - DESCRIPTION DES ROCHES ETUDIEES.

Les résultats que nous allons considérer dans les chapitres qui suivent sont relatifs à des roches schisteuses ou finement litées, c'est-à-dire à des roches qui présentent des surfaces de discontinuité physique pénétratives à l'échelle de l'échantillon de laboratoire.

Il est évident que l'orientation du tenseur contraintes par rapport aux plans de discontinuité a une grande influence sur le comportement de tels matériaux. Une étude descriptive préalable, tentant de déterminer leurs caractéristiques structurologiques, apparaît alors comme indispensable.

Parmi les roches étudiées, nous avons été rapidement amenés à distinguer deux groupes de matériaux. Les uns (phyllades de Revin, schistes ardoisiers du Col des Mouilles, marnes calcaires de Sisteron) présentent une seule famille de plans de discontinuité et ont une symétrie orthorhombique. Les autres (calcschistes du Cheylas) sont caractérisés par deux familles sécantes de plans de discontinuités, permettant d'individualiser des dièdres d'ouverture constante, et présentent la symétrie du système monoclinique.

Les résultats que nous allons présenter tout au long de cette étude seront, pour la plupart, relatifs à deux roches caractéristiques de chacun des deux groupes, les phyllades de Revin, pour le premier, les calcschistes du Cheylas, pour le second. Aussi, effectuerons-nous une étude descriptive plus complète de chacun de ces deux matériaux rocheux.

Notons enfin que nous présenterons par la suite quelques résultats concernant des matériaux à structure statistiquement isotrope (mortier de ciment, calcaire des Monts), afin de distinguer certains phénomènes caractéristiques des roches de ce type, de ceux que possèdent les roches à anisotropie planaire discontinue.

1.3.1. - Les roches dont la symétrie est celle du système orthorhombique :

a/ Les phyllades de Revin :

- Lieu de prélèvement :

Les phyllades de Revin appartiennent au Revinien (Cambrien supérieur). Ce sont des roches métamorphiques à séquences pélitiques. La série dans laquelle les échantillons ont été prélevés présente en effet une alternance de schistes et de quartzites avec tous les termes intermédiaires (phyllades).

L'ensemble des terrains de cette région a été violemment plissé, essentiellement au cours de l'orogénèse calédonienne. Cependant, la schistosité est généralement conforme avec la stratification dans la zone de l'étude.

Des blocs de 50 à 100 kgs, prélevés en galerie, ainsi que des carottes de sondage, nous ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques de ce matériau.

- Composition chimique :

Elle est essentiellement marquée par un fort pourcentage en silice :

SiO ₂	:	63,60 %	CaO	:	0,21 %
Al ₂ O ₃	:	17,23 %	Na ₂ O	:	0,68 %
Fe ₂ O ₃	:	8,38 %	K ₂ O	:	4,33 %
FeO					
MnO	:	0,06 %	TiO ₂	:	0,72 %
MgO	:	1,95 %	P ₂ O ₅	:	0,00 %

- Etude pétrographique :

- La texture des phyllades est micrograno lépidoblastique. La longueur moyenne des grains est de l'ordre de 0,1 mm.

+ Lame taillée perpendiculairement à la schistosité.

- Les minéraux de quartz, cryptocristallins, sont plus abondants et développés dans certaines zones formant des bandes parallèles d'épaisseur variable qui matérialisent un litage pénétratif à l'échelle de la lame mince. Ils présentent une extinction roulante indiquant que la roche a subi de fortes contraintes tectoniques.

- La muscovite se présente sous forme de nombreuses paillettes fines et très allongées, généralement bien orientées parallèlement au litage.

- De fins cristaux vert très pâle de chlorite accompagnent la muscovite.

- Dans les passages plus quartzeux, de rares cristaux limpides de plagioclases non maclés sont visibles, alors que dans les passages plus micacés, des cristaux allongés et bruns de biotite apparaissent.

- Les minéraux accessoires sont représentés par de la tourmaline, de l'apatite, du zircon, et de nombreuses traces de pyrite.

+ Lame taillée parallèlement à la schistosité :

L'observation de lames minces taillées dans les plans de schistosité montre également une orientation préférentielle des cristaux de muscovite et de chlorite, indice d'une linéation minérale dans ces plans.

- Analyse structurale :

Les phyllades de Revin présentent un fin litage (à l'échelle du dixième de millimètre) à forte cohésion, parallèle à la direction générale de la stratification plane, qui est marquée par une alternance de passages sombres, phylliteux de 1 à 10 cm d'épaisseur, et de passages fins et clairs, plus quartzeux (fig. 1.1.) où sont visibles des cubes épars de pyrite.

La schistosité, qui est conforme avec la stratification, est caractérisée par l'existence de surfaces de faible cohésion distantes de 1 à plusieurs cm. Ces discontinuités planaires sont parfois largement ouvertes, leurs lèvres opposées étant alors disjointes de plusieurs dixièmes de mm (fig. 1.2).

La surface des plans de faible cohésion fraîchement cassés montre généralement une orientation (qui n'est pas toujours bien décelable) des minéraux phylliteux brillants, corroborant l'observation faite sur les lames minces taillées parallèlement aux discontinuités.

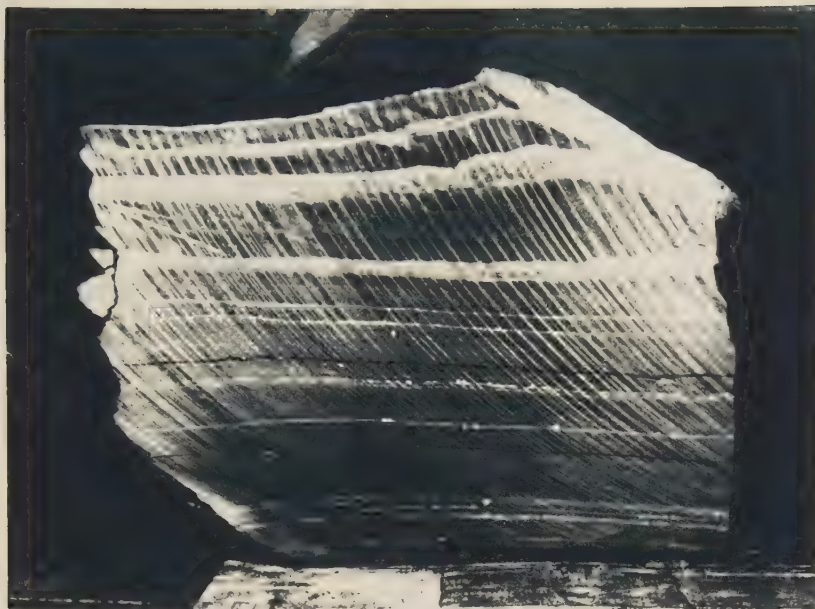


Fig. 1.1 - Face sciée d'un bloc de phyllades de Revin montrant plans de schistosité et stratification.



Fig. 1.2 - Plans de schistosité parallèles au litage fin et régulier.

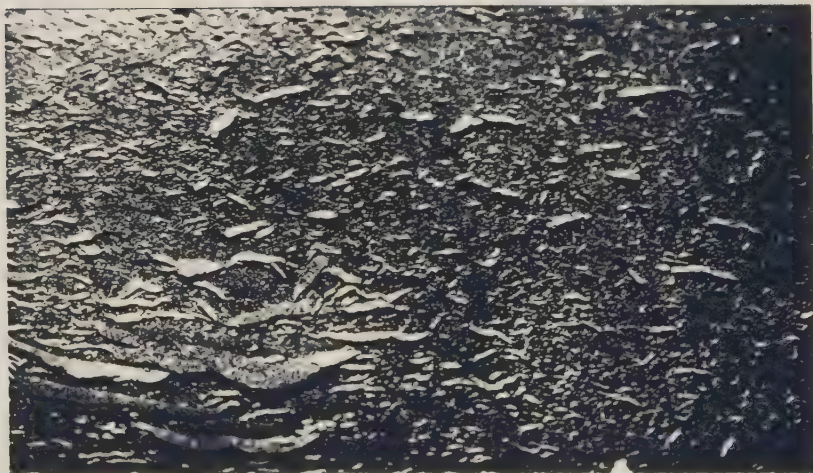


Fig. 1.3 - Ecaillage fin à la surface d'un plan de schistosité, indice d'une fissuration orientée.

A l'existence de cette linéation minérale dans les plans de schistosité est liée la présence de plaquettes de surface décollées, très fines (un dixième de mm) et allongées (1 mm à 1 cm de longueur, quelques dixièmes à 1 mm de largeur), toutes orientées dans la même direction (fig. 4.3).

Il apparaît donc que la partie ouverte des plans S forme des éléments de fissures allongées suivant la linéation minérale.

Il faut noter enfin la présence d'un placage important de pyrite à la surface de discontinuités planaires ouvertes.

Cette roche présente donc une famille de surfaces de discontinuités lithologiques (stratification) et une famille de surfaces de discontinuité physique (plans de schistosité) parallèles. On doit noter en outre une linéation minérale dans les plans parallèles aux deux familles de discontinuités.

Les fissures majeures quant à elles, sont disposées dans les plans de schistosité et orientées parallèlement à la linéation.

La symétrie de cette roche peut donc être assimilée à celle du système orthorhombique.

- Caractéristiques physiques :

Les phyllades de Revin ont une densité moyenne de 2,80. Leur porosité, qui est une porosité de fissures, est presque nulle. Cependant, la présence de surfaces de discontinuités béantes dans certaines zones peut ne pas être négligeable et il suffit souvent de mouiller le matériau

pour distinguer, lors du séchage, les discontinuités ouvertes restant humides très longtemps.

b/ Les schistes ardoisiers du Col des Mouilles.

- Lieu de prélèvement :

Les schistes ardoisiers du col des Mouilles appartiennent à la série liasique du versant W du massif de Belledonne qui domine le Grésivaudan. Cette série présente - au moins en profondeur - une schistosité à faible pendage (15°) et une stratification de pendage 60° que l'on a pu observer sur des carottes de sondages prélevées entre 600 et 900 m. de profondeur. Ce sont elles qui nous ont permis d'étudier les caractéristiques mécaniques de ce matériau très homogène.

- Composition chimique :

La composition chimique de ces ardoises est caractérisée par une assez forte teneur en silice et en éléments alumineux :

Si O ₂	:	48,90 %	Mg O	:	1,91 %
Al ₂ O ₃	:	12,35 %	Ca O	:	14,30 %
Fe ₂ O ₃	:	3,91 %	Na ₂ O	:	0,68 %
Fe O	:		K ₂ O	:	1,87 %
Mn O	:	0,03 %	Ti O ₂	:	0,68 %
			P.F.	:	14,87 %

- Analyse structurale :

Ces schistes ardoisiers gris foncé montrent de nombreux plans de faible cohésion distants de 1 à 10 mm, parallèles, indiquant l'existence d'une schistosité pénétrative à l'échelle de l'échantillon de laboratoire.

De nombreux microplissotements fins, diffus et clairs (fig. 1.4) apparaissent par endroits, recoupant la schistosité suivant un angle moyen de 75° . Ils constituent des indices de la stratification originelle qui est discrète à l'échelle des échantillons de laboratoire, ce qui distingue ce matériau du précédent.

La surface des plans de schistosité est également différente de celle des phyllades de Revin. On y observe en effet une direction préférentielle, constituée par un alignement diffus de fines crêtes et de creux (fig. 1.5) sur de courtes distances (1 mm à quelques cm). Les flancs de ces crêtes présentent des dissymétries qui l'apparentent à celles que montrent les schistes du Cheylas. Il semble alors qu'il s'agisse d'une sorte de microboudinage.

Cette linéation est donc d'un type différent de celle observée sur les phyllades de Revin. Elle est due ici à l'intersection des plans de schistosité et de la stratification.

Les éléments majeurs de la structure sont donc constitués par une famille de plans de schistosité pénétratifs à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, parallèles, dont la surface est caractérisée par une linéation d'intersection.

La symétrie de cette roche, comme celle des phyllades de Revin, semble donc être celle du système orthorhombique, si l'on néglige la stratification diffuse et les dissymétries de la linéation.

- Caractéristiques physiques :

La densité sèche des schistes ardoisiers du Col des Mouilles est 2,73. Leur porosité moyenne est très faible (0,50 %).

c/ Les marnes calcaires de Sisteron :

- Lieu de prélèvement :

Les marnes calcaires calloviennes de Sisteron appartiennent à la retombée Sud d'un pli anticlinal faillé situé entre les rives du Buech et de la Durance. Ces marnes bleu-noir, très homogènes d'aspect, présentent exceptionnellement des varves, alternances millimétriques de lits bleu-noir et bruns.

Des blocs de 50 à 100 kgs prélevés et paraffinés en galerie nous ont permis de déterminer le comportement mécanique de ce matériau.

- Composition chimique :

Ces marnes sont composées de calcaire, de dolomie et d'argiles (illite ou kaolinite, sans montmorillonite).

Si O ₂	:	21,52 %	Ca O	:	32,10 %
Al ₂ O ₃	:	11,93 %	Na ₂ O	:	0,30 %
Fe ₂ O ₃	:		K ₂ O	:	1,83 %
Fe O	:	4,08 %	Ti O ₂	:	0,68 %
Mn O	:	0,17 %	P.F.	:	24,48 %
Mg O	:	2,79 %			

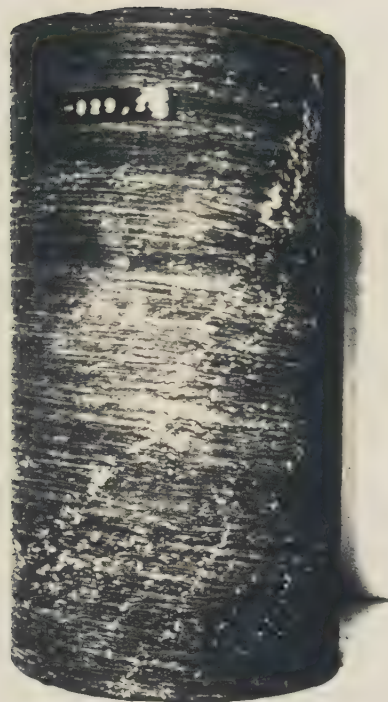


Fig. 1.4 - Linéation marquée par des microplissotements clairs et recouverte par la schistosité, horizontale. Schistes ardoisiers du Col des Nouilles.

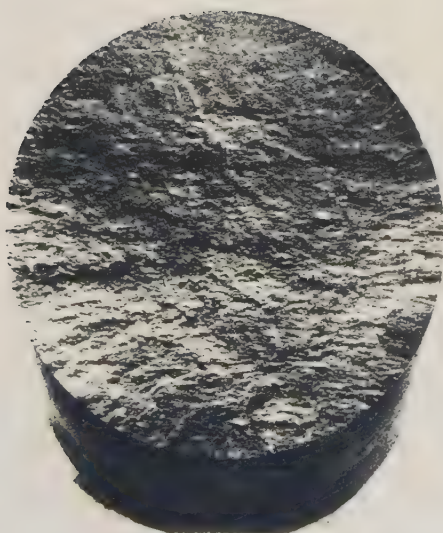


Fig. 1.5 - Linéation d'intersection à la surface d'un plan de schistosité. Schistes ardoisiers du Col des Nouilles.

- Analyse structurale :

Les marnes calcaires de Sisteron sont des marnes à grain fin, très homogènes. Des discontinuités parallèles distantes de 3 cm à une dizaine de cm, les joints de stratification, apparaissent à la surface des blocs, généralement limités par de telles surfaces.

La surface des joints de stratification, contrairement aux discontinuités présentées par les phyllades de Revin, n'est pas parfaitement plane (fig. 1.6). Elle présente en effet, outre des moules externes et internes de coquilles de bivalves de 1 à 3 cm de diamètre (quelques mm de hauteur), de larges masses en relief aux contours lobés, hautes de 5 mm à 3 cm, rappelant les fonds lacustres des zones agitées.

Aucune orientation préférentielle n'est alors visible à l'oeil nu. Cependant, une observation de la surface des plans de stratification en lame mince permet de mettre en évidence une orientation préférentielle des minéraux phylliteux et des cristaux de calcite, allongés dans une direction privilégiée, sans doute liée à l'existence d'un courant lors du dépôt de ces marnes.

On peut donc considérer que la symétrie structurale de cette roche est également celle du système orthorhombique.

- Caractéristiques physiques :

La densité sèche des marnes de Sisteron est 2,54, leur densité à saturation étant 2,63, ce qui correspond à la teneur en eau in situ (3,9 % en poids). Contrairement aux roches précédentes, leur porosité est assez élevée : 9,9 %.

- 12 -

Les marnes étudiées au laboratoire étaient saturées, puisqu'elles provenaient de blocs paraffinés en galerie. Les essais ont été souvent rendus difficiles par les phénomènes de peau accompagnant les variations de teneur en eau des éprouvettes carottées puis placées dans l'atmosphère à faible hygrométrie des salles de laboratoire. De nombreuses fissures verticales béantes apparaissaient rapidement, prenant naissance dans la partie supérieure de l'éprouvette (extrémité libre) et pénétrant assez profondément l'échantillon, puis se refermaient au bout de quelques heures. Des phénomènes analogues de fissuration intense par dessiccation ont été également notés in situ sur la paroi des galeries de reconnaissance.

I.3.2. - Les roches dont la symétrie est celle du système monoclinique.

Les schistes calcaires du Cheylas :

- Lieu de prélèvement :

Les schistes du Cheylas appartiennent, d'après les déterminations les plus récentes, au Jurassique moyen du Grésivaudan, que domine le massif de Belledonne. Les galeries de reconnaissance traversaient un repli anticlinal, à faible courbure, recoupé par la schistosité monoclinale.

Plans de schistosité et surfaces de stratification y constituaient alors deux familles de discontinuités bien repérables qui individualisaient des dièdres d'ouverture ψ variable (comme le pendage de la stratification). Cependant, dans la zone de prélèvement, l'angle ψ constant était égal à 60° .

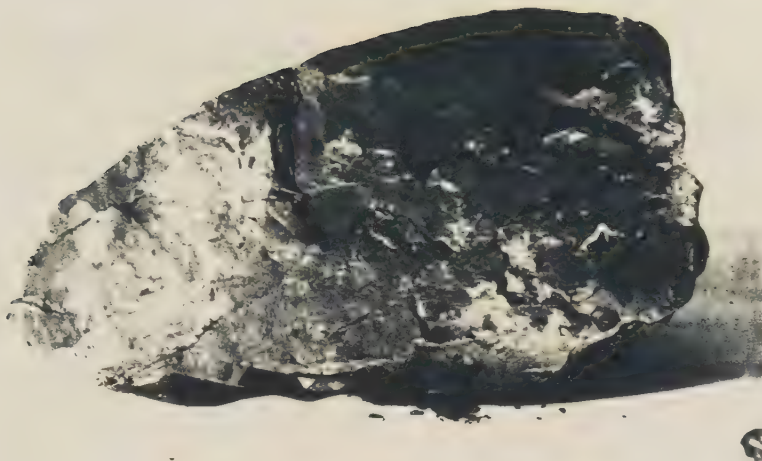


Fig. I.6 - Bloc de marnes de Sisteron cassé suivant un joint de stratification. Remarquer l'aspect localement lobé de la cassure.

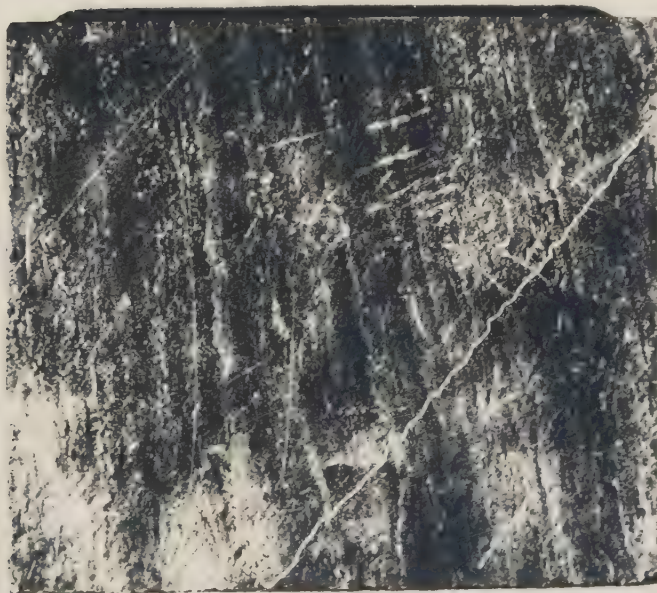


Fig. I.7 - Surface sciée perpendiculairement aux discontinuités. Schistes du Cheylas.

La stratification est marquée par de nombreux passages clairs parallèles, plus calcaires. La schistosité, moins visible, est soulignée par deux "fissures" sinueuses, remplies de calcite.

- Composition chimique :

La composition des schistes du Cheylas est marquée par une forte proportion en calcaire :

Si O ₂	:	31,69 %	Ca O	:	23,12 %
Al ₂ O ₃	:	13,48 %	Na ₂ O	:	0,60 %
Fe ₂ O ₃	:	5,29 %	K ₂ O	:	2,04 %
Fe O	:		Ti O ₂	:	0,72 %
Mn O	:	0,16 %	P.F.	:	19,77 %
Mg O	:	3,13 %			

- Etude pétrographique : (lame mince taillée perpendiculairement aux deux familles de discontinuités).

- La texture de cette roche est granolépidoblastique.
- Le quartz se présente sous forme de cristaux anguleux de 0,2 à 0,5 mm de diamètre.
- Les grains minéraux de calcite sont intensément déformés et étirés en fuseau dans la schistosité.
- Les cristaux de muscovite, fins et allongés, présentent également un étirement en fuseau lié à la présence de la schistosité, mais leur allongement, comme celui des cristaux de calcite, permet encore d'individualiser la stratification.
- La chlorite, magnésienne, se présente comme la muscovite, sous forme de petites amandes étirées dans la schistosité.
- Les minéraux accessoires sont représentés par de la tourmaline et du zircon.

Il apparaît donc clairement que la formation de la schistosité recoupant la stratification, a été accompagnée d'un étirement important des minéraux.

- Analyse structurale :

La structure de ces schistes est essentiellement marquée par deux familles de discontinuités, les plans de schistosité et les plans de stratification, qui présentent une cohésion également faible. Cette caractéristique particulière a favorisé le prélèvement des blocs en galerie, les échantillons se découpant très aisément le long des deux familles de surfaces d'anisotropie discontinue matérialisant des dièdres de 60° d'ouverture.

Les surfaces de stratification sont marquées par de nombreux passages clairs parallèles à tendance plus calcaire, bien visibles sur une face sciée (fig. 1.7). Elles présentent de nombreux petits décrochements dus à l'intersection des surfaces de stratification et des plans de schistosité (fig. 1.8), ce qui confirme à une échelle plus grande les observations faites au microscope sur certains minéraux.

Les plans de schistosité ne sont pas toujours bien visibles, mais ils sont quelquefois soulignés par de fines fissures blanches remplies de calcite, d'épaisseur constante (fig. 1.7).

On peut schématiser la structure particulière de ce matériau, dans un plan perpendiculaire aux deux familles de discontinuités, par l'individualisation, dans la stratification, de nombreux fuseaux parallèles (fig. 1.9). Il semble en effet que l'apparition de la schistosité ait été accompagnée de déplacements relatifs le long des plans de schistosité.

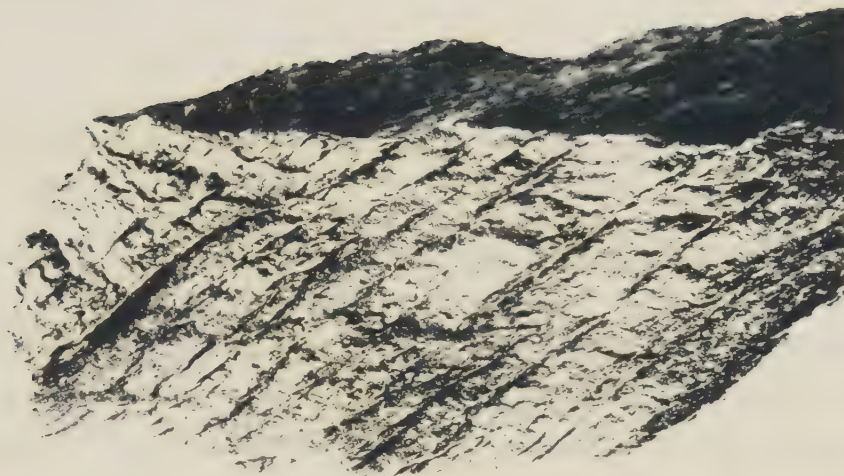


Fig. 1.8 - Fissure perpendiculaire aux deux familles de discontinuités. Schistes du Cheylas. La stratification est horizontale, la schistosité oblique.

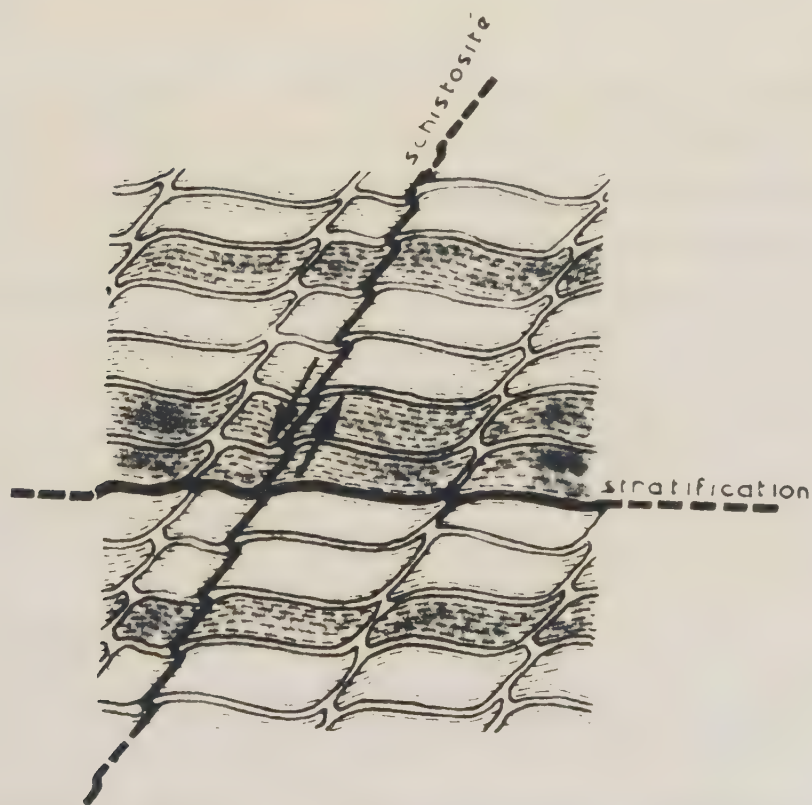


Fig. 1.9 - Coupe schématique de la structure des schistes du Cheylas perpendiculairement aux deux familles de discontinuités.

- 2 -

Cette présomption est étayée par l'observation de la surface des deux familles de discontinuités.

La surface des plans de stratification présente en effet de faibles ondulations parallèles d'écart de l'ordre du cm, permettant de mettre en évidence une direction préférentielle, celle de la linéation, due à l'intersection des plans de schistosité et de stratification (fig. 1.10).

La surface des plans de schistosité présente également une direction préférentielle due à la linéation. Celle-ci est marquée par de nombreux redans très rapprochés et saillants (fig. 1.11) de "relief" beaucoup plus marqué que dans les plans de stratification, et présentant une dissymétrie de leurs flancs bien prévisible sur le schéma de la fig. 1.9.

Les éléments majeurs de la structure des schistes calcaires du Cheylas semblent donc constitués par deux familles de discontinuités planaires matérialisant des dièdres de 60° d'ouverture, dont l'intersection, la linéation, constitue une direction préférentielle dans chacune de ces familles. La linéation se marque à la surface des plans de schistosité par des redans allongés, de flancs dissymétriques, ce qui est susceptible de modifier les caractéristiques du glissement dans ces plans, perpendiculairement à la linéation.

- Caractéristiques physiques :

La densité sèche des schistes calcaires du Cheylas est 2,68, leur densité à saturation étant 2,70.

Les échantillons étudiés étaient saturés en eau (comme le sont ces schistes en galerie), leur teneur en

- 10 -
eau étant de l'ordre de 0,8 % en poids. Leur porosité est donc relativement faible : 2,2 %.

Ce matériau a montré des phénomènes de fissuration par dessiccation, cependant moins intenses que ceux que nous avons observés sur les marnes de Sisteron.

- Remarque : Des schistes calcaires du Jurassique moyen, prélevés au Venon (région de Grenoble), ont montré une structure identique à celle de ce matériau, les dièdres matérialisés par les plans de schistosité et les plans de stratification ayant une ouverture de 80°. Il semble donc que le caractère dissymétrique des flancs des rides (liées à l'intersection des deux familles de discontinuités), dans les plans de schistosité, soit un phénomène assez répandu dans les roches où la schistosité recoupe la stratification suivant un angle non nul.

I.3.3. - Les roches à structure statistiquement isotrope.

a/ Le mortier de ciment :

Le mortier de ciment dont nous avons analysé quelques caractéristiques particulières est un mortier composé de sable provenant des chantiers hydro-électriques du Mont-Cenis, et utilisé pour certains ouvrages de cet aménagement. Ce sable est un sable de torrents de montagne, assez grossier formé de grains allongés de gneiss et de calcschistes, et de grains de quartz plus arrondis.

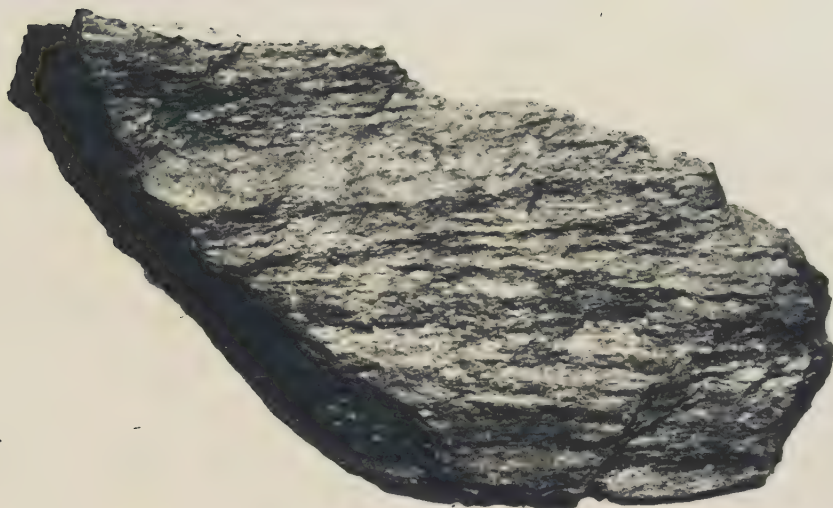


Fig. I.IO - Schistes du Cheylas. Surface de stratification marquée par des ondulations parallèles à la linéation.

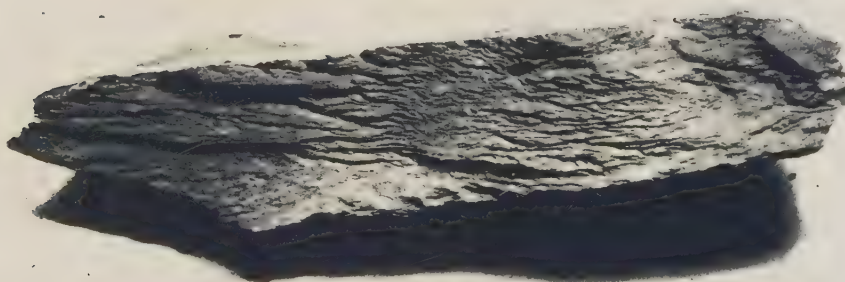


Fig. I.II - Schistes du Cheylas. Surface de schistosité marquée par de nombreux redans dissymétriques parallèles à la linéation.

- 27 -

Analyse granulométrique :

Passeoire: ouverture des mailles rondes	< 0,10	0,10	0,20	0,40	0,80	1,00	1,60	2,00	3,15	5,00
Refus cumulé en %	100	98	90	78	61	55	43	32	20	8

Le ciment utilisé est du C.P.A.L. dosé à 432 Kg/m³.
Ce mortier, de structure statistiquement isotrope, présente des vacuoles globuleuses assez nombreuses (fig. 1.12). Sa porosité est élevée : 11,8 %.

b/ Le calcaire des Monts :

Nous avons enfin étudié un calcaire lithographique compact, se présentant sous forme de blocs, assez diaclasés en surface, révélant des traces de la stratification.

Les faces sciées des blocs montrent en outre plusieurs types de discontinuités fermées (fig. 1.13). :

- des fissures allongées, peu épaisses (0,5 mm environ), généralement remplies de calcite, mais présentant des rides par endroits, anastomosées en un réseau complexe;
- des fissures grisâtres, un peu plus épaisses et orientées parallèlement à la stratification, également recristallisées;

- des joints stylolithiques brun-noirâtres formant un réseau complexe, parallèle à la stratification ou la recoupant franchement. Signalons que les crêtes parallèles des surfaces de joints stylolithiques présentent des redans qui semblent indiquer un mouvement relatif de ces surfaces.

L'étude des caractéristiques de déformation et de résistance nous ont montré que ce matériau pouvait être considéré comme isotrope.

Sa densité est de l'ordre de 2,66. Sa porosité qui est une porosité de fissures, est presque nulle (de l'ordre de 0,3 à 0,5 %).

- Remarque : L'étude de ce matériau qui présentait des surfaces de stratification parallèles assez bien visibles et un réseau de fissures cristallisées assez important nous a conduits à constater que ses propriétés mécaniques dépendaient très peu de l'orientation. Ceci tend à prouver l'importance qu'il faut attacher à la nature des éléments structuraux, qui peuvent être actifs ou passifs, suivant leurs caractéristiques.

I. 4 - CLASSIFICATION STRUCTURALE DES ROCHES :

La définition, en lame mince, des caractéristiques géométriques de la fabrique minérale des matériaux rocheux au niveau du mode de groupement et des associations entre minéraux (texture), comme la détermination de la composition chimique des roches est bien connue des pétrographes. Elle fournit une première indication non négligeable de la structure du matériau, à une échelle fine.



Fig. I.12 - Mortier de ciment. Granulats : calcschistes, gneiss et quartz.



Fig. I.13 - Calcaire des Monts. Remarquer la "trame" des joints stylolitiques et les nombreuses fissures recristallisées.

Il faut cependant y ajouter la définition des caractéristiques structurologiques de plus grande échelle, susceptibles d'avoir une influence active dans le comportement mécanique des roches soumises à des sollicitations diverses.

Aussi, avons-nous eu tendance, dans le paragraphe précédent, à dissocier les éléments majeurs de la structure, générale et actifs (1) des éléments mineurs, passifs. Cette distinction est essentiellement basée sur l'échelle des éléments et sur un concept de priorité (2) d'une famille sur une autre, dans la structure.

Une classification structurale des roches en vue de leur étude mécanique, basée sur la seule définition spatiale des éléments majeurs de la structure, paraît alors relativement aisée et intéressante. L'un de ses buts essentiels est la définition d'un repère de référence (1, 2, 3) d'axes trirectangulaires dans la structure en vue de l'orientation ultérieure des sollicitations par rapport à cette structure.

Les plans (1,2), (2,3), (3,1), et les axes 1, 2, 3 ainsi définis seront dits réels lorsqu'ils seront parallèles à un élément (planaire ou linéaire) majeur de la structure. Ils seront dits construits dans le cas contraire.

-
- (1) Il est évident que certains éléments généralement actifs peuvent être passifs lors de sollicitations particulières (et réciproquement).
 - (2) D'une manière générale, les surfaces de discontinuité physique s'imposent aux surfaces de discontinuité lithologique (schistes ardoisiers du Col des Houilles), mais on parlera de deux familles d'éléments majeurs lorsque la structure sera caractérisée par l'existence de deux familles de discontinuités physiques (schistes du Cheylas).

I.4.1 - Les roches isotropes :

- Définition :

Les roches isotropes sont caractérisées par l'absence de direction ou de localisation préférentielle quel que soit le type d'élément constitutif considéré.

- Caractéristiques particulières :

Ce type de roches est extrêmement rare dans la nature. Leur existence suppose que leurs minéraux constitutifs ont cristallisé sans déformation, sous l'influence d'un tenseur contraintes hydrostatique, et qu'elles présentent une fissuration statistiquement isotrope.

- Exemples :

Certaines roches sédimentaires (craie, calcaire, sel gemme, grès), éruptives (laves) et ignées (granite) peuvent quelquefois être assimilées à cette classe structurale.

- Sous-groupes :

On pourra y distinguer les roches à structure massive (granites) et les roches à structure vacuolaire (basalte, meulière).

- Symétrie :

La symétrie de ces roches est celle du système sphérique (fig. 1.14a). Les axes 1, 2, 3 du repère de référence peuvent être disposés au hasard.

I.4.2 - Les roches anisotropes :

Les roches présentent plus généralement une orientation ou une localisation préférentielle de leurs éléments cons-

titutifs (c'est le cas des matériaux faisant l'objet de notre étude). Elles sont dites anisotropes.

L'orientation ou la localisation préférentielle peut se faire parallèlement à un plan, les familles de plans ainsi définis pouvant correspondre ou non à des surfaces de séparation physique de la matière. On parlera alors, suivant le cas, de roches à anisotropie planaire discontinue ou à anisotropie planaire continue (1).

L'orientation ou la localisation préférentielle peut se faire parallèlement à une direction. On parlera alors d'anisotropie linéaire.

a/ Les roches à anisotropie planaire continue dans une direction :

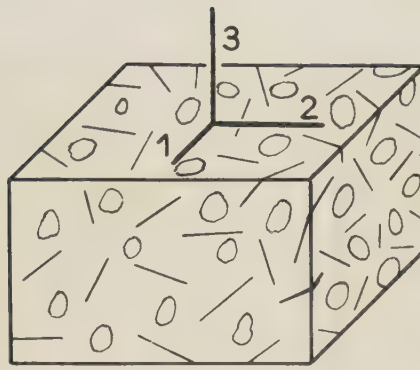
- Définition :

Ce sont les roches dont l'anisotropie est due à la seule localisation préférentielle des minéraux. Elles présentent des surfaces de discontinuité lithologique parallèles, c'est-à-dire un litage pénétratif à l'échelle considérée. Cette localisation préférentielle est généralement accompagnée d'une orientation préférentielle, parallèlement au litage, d'une partie des minéraux et des fissures. Les fissures, orientées ou non, ont des longueurs moyennes semblables.

- Exemples :

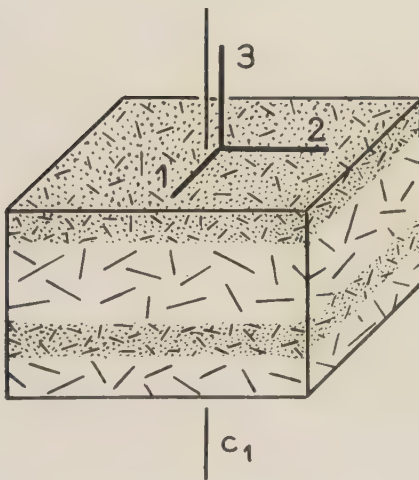
Certaines roches sédimentaires (grès) ou peu métamorphisées (quartzites) appartiennent à cette classe.

(1) L'adjectif continu ou discontinu s'appliquant à l'anisotropie.

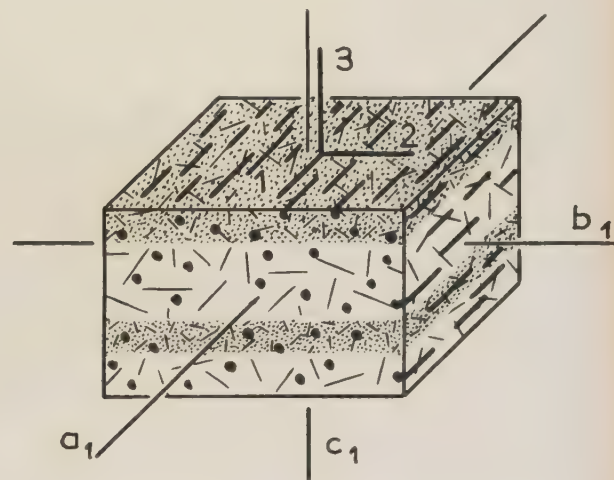


Symétrie sphérique

a/ Roches à structure statistiquement isotrope.

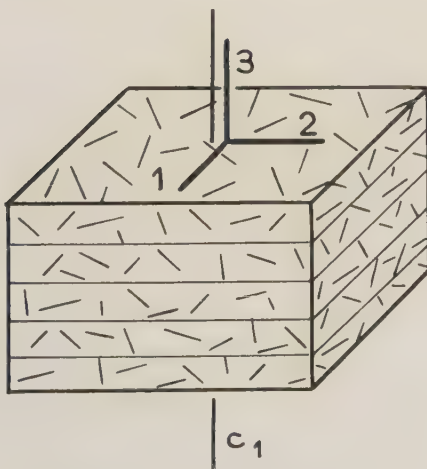


Symétrie axiale

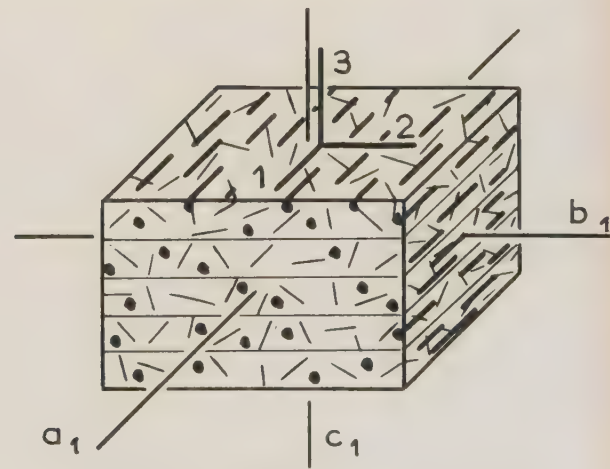


Symétrie orthorhombique

b/ Roches à anisotropie planaire continue dans une direction



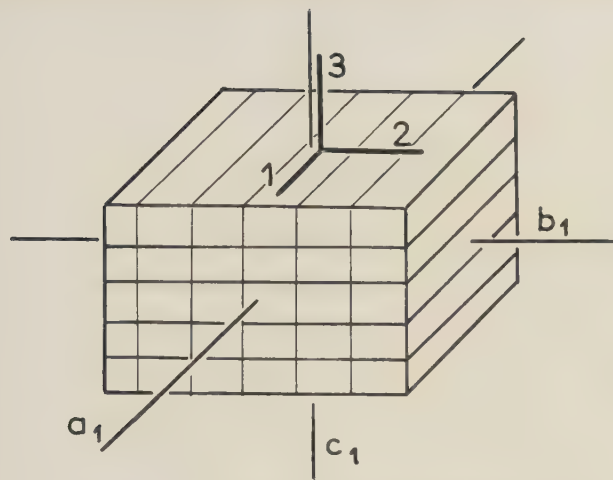
Symétrie axiale



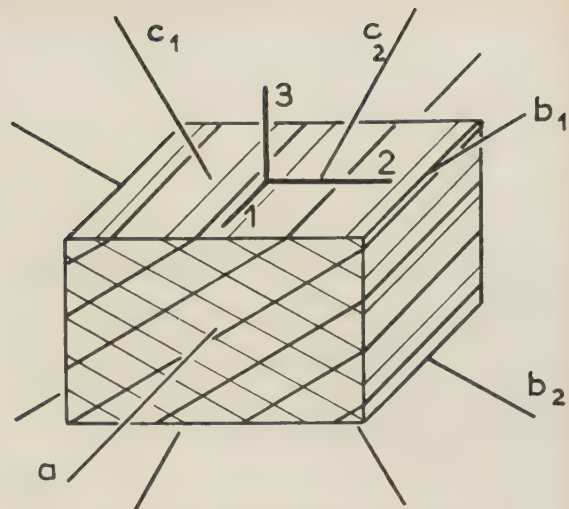
Symétrie orthorhombique

c/ Roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

Fig. 1.14 - Classification structurale des roches.

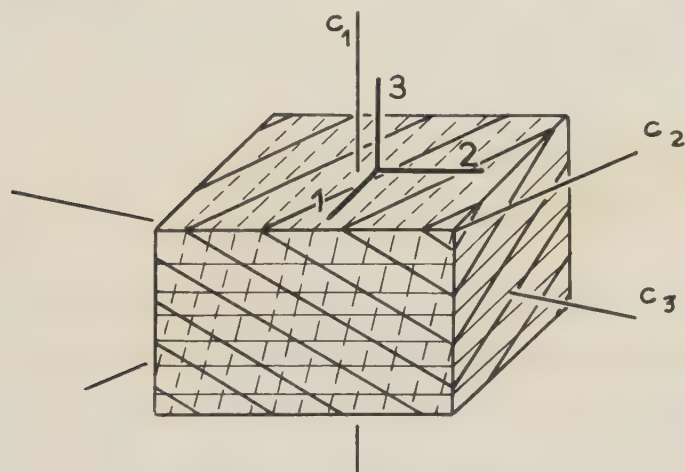


Symétrie orthorhombique



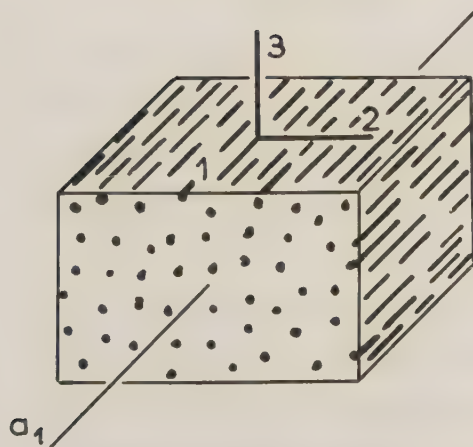
Symétrie monoclinique

d/ Roches à anisotropie planaire dans 2 directions.

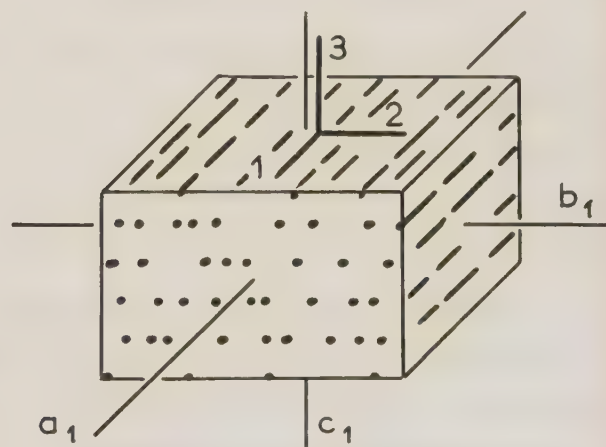


Symétrie triclinique

e/ Roches à anisotropie planaire dans 3 directions.



Symétrie axiale



Symétrie orthorhombique

f/ Roches à anisotropie linéaire.

Fig. 1.14 bis - Classification structurale
des roches.

- Symétrie :

La symétrie de ces roches est généralement celle du système axial. Il peut cependant y avoir une orientation préférentielle des minéraux suivant une direction parallèle au litage, la symétrie étant alors celle du système orthorhombique (fig. 1.14b).

Dans le premier cas, l'un des trois axes du repère de référence peut être disposé parallèlement à l'axe de symétrie, tandis que dans le deuxième, le repère de référence est parfaitement défini par les axes réels de la structure.

b/ Les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction :

- Définition :

Ces roches présentent une anisotropie due à l'orientation préférentielle d'une partie au moins de leurs fissures disposées dans les plans de discontinuité, accompagnée ou non de l'orientation préférentielle des minéraux.

- Caractéristiques particulières :

Les éléments majeurs de la structure des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction sont essentiellement composés de fissures orientées et localisées préférentiellement dans des plans parallèles. Ces fissures majeures sont des fissures de grande longueur (échelle de la centaine de grains ou plus).

Les éléments mineurs comprennent de la même façon des fissures de longueur plus faible (échelle du grain). Ces fissures mineures peuvent être orientées parallèlement aux plans de discontinuité ou bien avoir une orientation statistiquement isotrope.

- Sous-groupes :

Suivant l'échelle considérée, les discontinuités planaires pénétratives peuvent interrompre partiellement ou totalement la continuité physique du matériau. Dans le premier cas, la roche pourra être appelée roche à fissuration planaire partielle. Dans le second, elle sera appelée roche à fissuration planaire totale.

- Exemples :

Les roches à foliation, caractérisées par l'orientation des minéraux parallèlement à une surface appartiennent à cette classe. Elles sont assez nombreuses dans les magmatites et les métamorphites (certains granites, gneiss, cornéennes ...).

Mais on y rencontre essentiellement les roches présentant des surfaces de discontinuité physique pénétratives comme joint de stratification, schistosité, clivage, fracture. Elles sont très nombreuses parmi les roches détritiques (schistes argileux, marnes) et les métamorphites (schistes, ardoises, phyllades).

- Symétrie :

Les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction dont les surfaces de discontinuité ne présentent pas une orientation ou une localisation préférentielle de leurs éléments ont la symétrie du système axial. Plus généralement, les minéraux présentent une orientation préférentielle dans les plans de discontinuité (linéation). La symétrie des roches correspondantes est alors celle du système orthorhombique (fig. 1.14c).

Dans le premier cas, l'un des trois axes du repère de référence peut être disposé parallèlement à l'axe de symétrie, tandis que dans le second, le repère de référence est parfaitement défini par les axes réels de la structure.

c/ Les roches à plusieurs familles de plans préférentiels :

- Définition :

Certaines roches présentent plusieurs familles d'anisotropie planaire. Chacune d'entre elles peut être définie par la direction de la normale au plan préférentiel par rapport à un axe de référence.

- Caractéristiques particulières :

Il convient alors de distinguer les familles majeures de la structure, qui ont une influence prépondérante sur le comportement mécanique de telles roches, des familles mineures dont l'influence est "cachée" par celle des familles majeures.

On pourra parler dans le premier cas, d'éléments planaires actifs, pour certaines sollicitations, et dans le deuxième, d'éléments planaires passifs.

Une roche présentant deux familles d'éléments planaires actifs pourra être appelée roche à anisotropie planaire discontinue (ou continue) dans deux directions. Plus généralement, une roche sera désignée par le nombre de familles d'éléments planaires actifs qui apparaissent dans sa structure.

- Exemples :

Les roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions sont très fréquentes parmi les roches sédimentaires ou métamorphiques présentant une stratification ou un litage originels, recouverts par une schistosité. On les rencontre également dans les magmatites où fractures endocinétiques et exocinétiques n'ont pas toujours la même direction.

- Symétrie :

Les roches à anisotropie planaire discontinue (ou continue) dans deux directions présentent généralement la symétrie du système monoclinique. Dans le cas particulier où les deux familles principales de la structure sont orthogonales, la symétrie de telles roches est alors celle du système orthorhombique (fig. 1.14d).

Dans le cas général de la symétrie du système monoclinique, l'un des trois axes du repère de référence peut être disposé parallèlement à la linéation, les deux autres constituant les bissectrices des dièdres formés par les deux familles de discontinuités (axes construits).

Les roches à anisotropie planaire discontinue dans trois directions ou plus n'ont plus de symétrie et appartiennent donc au système triclinique. Dans ce cas, le repère de référence peut être encore lié à la structure (fig. 1.14e), soit en disposant le plan (1,2) dans le plan le plus actif, soit en plaçant l'axe 1 suivant l'intersection de deux plans également actifs.

d/ Les roches à anisotropie linéaire :

- Définition :

L'existence de certains éléments linéaires (éléments linéaires définis par la striation, éléments linéaires définis par l'intersection des éléments planaires) est liée à celle d'éléments planaires. Dans d'autres cas, les éléments linéaires sont parfaitement définis par les axes les plus longs des éléments de structure réels (linéation minérale, linéation d'agrégat, linéation texturale). Nous appellerons les roches présentant de telles structures : roches à anisotropie linéaire.

- Exemples :

Ces roches constituent un groupe important dans les magmatites et les métamorphites, que leur structure soit due à une linéation minérale (hornblende aciculaire, feuillets de séricite), à une linéation d'agrégat (concentrations dans les "gneiss à crayon", des feuillets de biotite dans les gneiss à deux micas), ou à une linéation texturale (allongement des oolites, de galets, de fossiles, de concrétions à déformation triaxiale).

- Symétrie :

Les roches à anisotropie linéaire ont la symétrie du système axial si leurs éléments sont répartis au hasard, ou celle du système orthorhombique s'ils sont par ailleurs disposés dans des plans parallèles (fig. 1.15f).

Le repère de référence aura, ici encore, l'un de ses axes parallèle à l'axe de révolution dans le premier cas, et ses trois axes parallèles aux trois axes de symétrie dans le second.

I. 5 - CONCLUSION.

Les caractéristiques structurales des matériaux rocheux s'éloignent presque toujours des conditions idéales de continuité, homogénéité et isotropie. L'étude de leur comportement mécanique nécessite donc de connaître avec précision les traits essentiels de leur composition et de leur structure.

La définition de la composition chimique et pétrographique des roches, paramètre important, est loin d'être suffisante.

A la description texturale des caractéristiques géométriques des minéraux et des associations entre minéraux, il faut encore ajouter, ce qui paraît essentiel, la définition des éléments majeurs de la structure. Ce sont généralement, comme nous l'avons vu, des éléments linéaires ou planaires, dus à la disposition ou à l'orientation préférentielle de fissures, de minéraux ou de groupes de minéraux.

Une classification basée sur l'orientation et la disposition des éléments majeurs de leurs structures a permis, dès le XVIII^e siècle, de distinguer les cinq systèmes de symétrie qui caractérisent les matériaux rocheux.

La définition de la symétrie de structure présentée par les roches dont on désire étudier le comportement mécanique est fondamentale. Il paraît cependant essentiel de lui adjoindre une classification basée sur la nature des éléments structurologiques majeurs que peuvent présenter les matériaux rocheux.

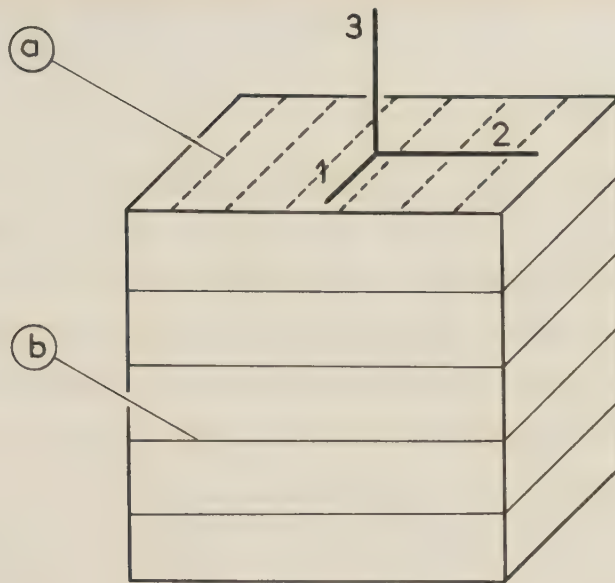


Fig. 1.15 - Structure schématique des phyllades de Revin.

- a/ Linéation minérale.
- b/ Plan de schistosité.

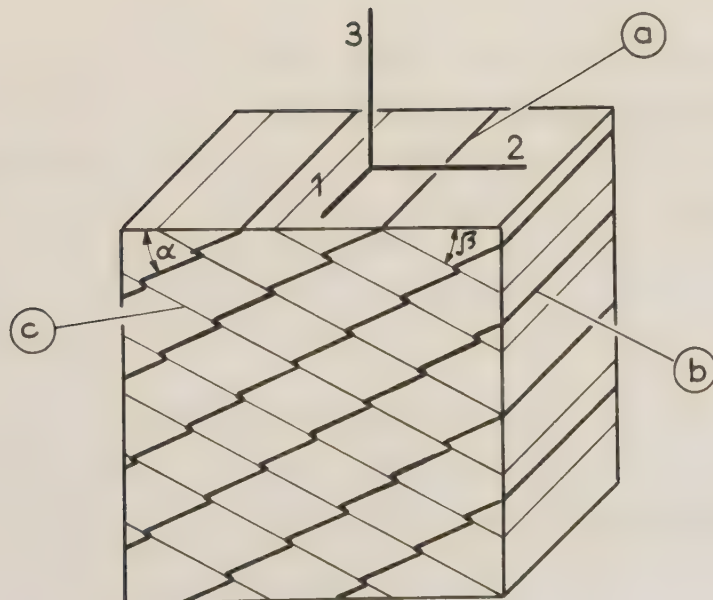


Fig. 1.16 - Structure schématique des schistes du Cheylas.

- a/ Linéation d'intersection.
- b/ Plan de schistosité.
- c/ Joint de stratification.

La classification que nous avons proposée a pour but essentiel de regrouper dans une même classe les roches ayant des comportements analogues lors de sollicitations identiques, ce que ne permet pas une classification basée uniquement sur des considérations de symétrie structurale. Cette notion de symétrie structurale doit cependant guider le choix de la nature et de l'orientation des sollicitations les plus appropriées lorsque l'on désire déterminer les caractéristiques mécaniques utiles à la résolution d'un problème donné.

Enfin, il est évident que la valeur intrinsèque des caractéristiques mécaniques des roches appartenant à une même classe seront liées à la nature pétrographique de leurs minéraux, à leur texture, aux caractéristiques géométriques et à la densité de leurs fissures mineures ...

Les roches dont nous allons étudier le comportement sont des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction (phyllades de Revin, schistes ardoisiers du Col des Mouilles, marnes de Sisteron) ou dans deux directions (schistes du Cheylas). On peut schématiser leur structure (fig. 1.15 et 1.16), en vue de l'étude de leur comportement mécanique.

Les phyllades de Revin, comme la plupart des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction, présentent dans leurs plans de discontinuités physiques, une linéation minérale. Leur symétrie est donc celle du système orthorhombique, ce qui permet de disposer parallèlement aux axes réels de la structure, un repère de référence trirectangle. A l'allongement de la linéation

correspond un allongement des fissures majeures dans les plans de schistosité. Des surfaces de discontinuité lithologique, liées à la stratification et dues à des passages plus quartzeux parallèles à la schistosité sont, dans cette roche, des éléments mineurs de la structure.

La structure des schistes du Cheylas est caractérisée par deux familles de plans de discontinuité physique formant des dièdres de 60° d'ouverture. Leur intersection matérialise une linéation qui se marque différemment à la surface des plans de schistosité et des plans de stratification. Si la surface de joints de stratification ne présente que de légères ondulations, celle des plans de schistosité est traversée par des redans dissymétriques parallèles à la linéation (fig. 1.9).

La symétrie structurale de cette roche est donc celle du système monoclinique. Un repère trirectangle de référence peut être défini par un axe réel parallèle à la linéation et deux axes construits dans les plans bissecteurs des dièdres matérialisés par les deux familles de discontinuité.

Dans tout ce qui va suivre, nous caractériserons l'orientation des plans de discontinuité par leur pendage par rapport au plan normal à la direction de la contrainte principale majeure :

α pour les plans de schistosité, β pour les plans de stratification.

- - -

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1.1] SANDER B. - Einführung in die Gefügekunde der Geologischen Körper. Springer - Verlag - 1948.
- [1.2] TURNER et WEISS - Structural analysis of metamorphic tectonites. Mac Graw Hill - 1958.
- [1.3] DIMITRIJEVIC D.M. - Sur la systématique des surfaces S et des éléments linéaires L dans les tectonites. Bull. So. Géol. de France. (7), IX, 1967, pp. 153 - 157.
- [1.4] LOMBARD A. - Géologie sédimentaire. Paris - Masson et Compagnie - édit. 1956.
-

CHAPITRE II

PETITES DEFORMATIONS

ET CONSTANTES ELASTIQUES

II. 1 - INTRODUCTION.

L'assimilation des roches à un milieu continu élastique permet d'approcher les problèmes posés par le Génie Civil, à condition de tenir compte des discontinuités majeures qu'elles présentent, à l'échelle des phénomènes analysés.

Nous allons introduire, dans ce chapitre, les notations classiques de la théorie de l'élasticité, que nous utiliserons par la suite pour déterminer les constantes élastiques des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction. Nous analyserons ensuite les phénomènes de déformation présentés par les matériaux rocheux à structure statistiquement isotrope et nous montrerons que les roches à anisotropie planaire discontinue dans une ou deux directions présentent des déformations qui ne sont pas toujours du même type, les phénomènes précédant la rupture pouvant être bien différents.

Nous étudierons enfin les modes de détermination des 9 coefficients de la matrice des modules élastiques d'une roche à symétrie orthorhombique (phyllades de Kevin) à partir d'essais de compression monoaxiale seuls, ou d'essais de compression monoaxiale accompagnés d'essais de cisaillement direct.

II. 2 - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE : ELASTICITE DES MILIEUX ANISOTROPES.

II.2.1 - Equations de Hooke généralisées :

Si l'on applique à un corps homogène anisotrope élastique une contrainte homogène σ_{ij} , la déformation

homogène ϵ_{ij} qui en résulte est telle que chaque composante de ϵ_{ij} est liée aux composantes de σ_{ij} par une relation linéaire :

$$\epsilon_{ij} = S_{ijkl} \cdot \sigma_{kl} \quad (1)$$

Les contraintes peuvent s'exprimer en fonction des déformations dans les équations corrélatives de (1) :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \epsilon_{kl} \quad (2)$$

les C_{ijkl} étant les 81 coefficients de rigidité du corps.

Les tenseurs de rang deux σ_{ij} et ϵ_{ij} étant symétriques, on démontre que 36 seulement des 81 composantes du tenseur de rang quatre sont indépendantes.

$$\begin{bmatrix} C_{1111} & C_{1122} & C_{1133} & C_{1112} & C_{1123} & C_{1131} \\ C_{2211} & C_{2222} & C_{2233} & C_{2212} & C_{2223} & C_{2231} \\ C_{3311} & C_{3322} & C_{3333} & C_{3312} & C_{3323} & C_{3331} \\ C_{1211} & C_{1222} & C_{1233} & C_{1212} & C_{1223} & C_{1231} \\ C_{2311} & C_{2322} & C_{2333} & C_{2312} & C_{2323} & C_{2331} \\ C_{3111} & C_{3122} & C_{3133} & C_{3112} & C_{3123} & C_{3131} \end{bmatrix}$$

De plus, $C_{ijkl} = C_{klij}$. Le tableau des 36 coefficients doit donc être symétrique par rapport à sa première diagonale et le tableau se réduit à 21 coefficients élastiques.

Pour plus de commodité, nous écrirons :

$C_{iikk} = A_{ik}$ dans le premier quart ;

$C_{iikl} = C_{klli} = B_{ik}$ (avec $k \neq 1$) dans les deux quarts suivants ;

$C_{ijkl} = D_{ik}$ (avec $k \neq 1$) dans le dernier quart.

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & B_{11} & B_{12} & B_{13} \\ \cdot & A_{22} & A_{23} & B_{21} & B_{22} & B_{23} \\ \cdot & \cdot & A_{33} & B_{31} & B_{32} & B_{33} \\ \cdot & \cdot & \cdot & D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{22} & D_{23} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{33} \end{bmatrix}$$

II.2.2. - Cas des roches anisotropes [2.1]

Les relations précédentes sont valables dans le cas le plus général, c'est-à-dire pour les roches dont la symétrie structurale est celle du système triclinique. Mais les corps qui nous intéressent, les roches à symétrie monoclinique et orthorhombique, possèdent des directions principales qui permettent de réduire le nombre de coefficients du tableau.

Dans le système monoclinique qui présente un plan de symétrie, il ne reste plus que 15 coefficients que l'on peut représenter dans le tableau :

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & B_{11} & B_{12} & B_{13} \\ \cdot & A_{22} & A_{23} & \cdot & B_{22} & B_{23} \\ \cdot & \cdot & A_{33} & \cdot & \cdot & B_{33} \\ \cdot & \cdot & \cdot & D_{11} & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{22} & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{33} \end{bmatrix}$$

Les coefficients $B_{ij} = B_{ji}$, et les D_{ij} sont nuls pour $i \neq j$.

Dans le système orthorhombique qui présente trois plans de symétrie, il ne reste plus que neuf coefficients, les coefficients B étant tous nuls. Ceci exprime qu'une contrainte normale à un plan ne produit pas de glissement (1) dans ce plan et qu'une cisssion n'entraîne qu'un cisaillement dans la même direction. Le tableau s'écrit alors :

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & A_{22} & A_{23} & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & A_{33} & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & D_{11} & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{22} & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{33} \end{bmatrix}$$

(1) Déformation dans laquelle le déplacement au voisinage d'un point est continu, parallèle à une direction fixe et proportionnel à la distance à un plan fixe qui contient cette direction (définition adoptée par le Conseil du Groupe Français de Rhéologie).

Dans le système axial, il ne reste que cinq coefficients indépendants puisque l'on a :

$$A_{11} = A_{22}, A_{13} = A_{23}, D_{11} = D_{22} \text{ et } D_{33} = \frac{1}{2} (A_{11} - A_{12})$$

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & A_{11} & A_{13} & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & A_{33} & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & D_{11} & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & D_{11} & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \frac{1}{2} (A_{11} - A_{12}) \end{bmatrix}$$

Signalons enfin que, pour un matériau isotrope, le nombre des coefficients se réduit à deux, définis par les relations :

$$A_{11} = A_{33} = \lambda + 2\mu$$

$$A_{12} = A_{13} = \lambda$$

$$D_{11} = \frac{1}{2} (A_{11} - A_{12}) = \mu \quad , \quad \lambda \text{ et } \mu \text{ étant les coefficients de Lamé.}$$

On définit plus généralement la matrice des modules par le module longitudinal (ou de Young) E et le module de cisaillement $G = \frac{E(\nu - 1)}{2\nu}$, ν étant le coefficient de Poisson du matériau.

On peut noter que rien ne s'oppose à l'existence de matériaux "intermédiaires", ayant des propriétés élastiques plus simples que leur système de symétrie. C'est ainsi que l'on peut imaginer que certains matériaux dont la symétrie structurale est celle du système axial possèdent des propriétés élastiques caractérisées par trois coefficients indépendants seulement.

II.2.3 - Anisotropie du module élastique E_α pour les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

En déformation plane, les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction ont un comportement orthotrope dans un plan perpendiculaire aux discontinuités.

Sirieys [2.2.] a montré que si l'on écrit dans ce plan la loi élastique $\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}$, elle fait apparaître quatre coefficients élastiques qui s'expriment dans les axes d'orthotropie (2,3) (fig. 1.16) par la matrice :

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & c & 0 \\ c & b & 0 \\ 0 & 0 & 2d \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

En introduisant les combinaisons suivantes :

$2e = a + b$; $2f = a - b$; $2h = d - (c - e)$,
le tenseur I_{ijkl} , figuré par la matrice :

$$\begin{bmatrix} e & c & 0 \\ c & e & 0 \\ 0 & 0 & e - c \end{bmatrix}$$

représente la partie isotrope du tenseur élastique, et le tenseur A_{ijkl} , figuré par la matrice :

$$\begin{bmatrix} f & 0 & 0 \\ 0 & -f & 0 \\ 0 & 0 & 2h \end{bmatrix}$$

représente la partie anisotrope du tenseur, qui peut être décomposé en deux tenseurs, A_1 et A_2 de matrices respectives :

$$\begin{bmatrix} f & 0 & 0 \\ 0 & -f & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2h \end{bmatrix}$$

Cet auteur démontre également que les variations du module E_α en compression monoaxiale sont alors données par les équations :

$$E_\alpha = e - f \cdot \cos 2\alpha + \frac{h}{2} (1 - \cos 4\alpha) \quad (3)$$

le module réduit défini par $e_\alpha = \frac{E_\alpha}{e}$ s'écrivant :

$$e_\alpha = 1 - \frac{f}{e} \cdot \cos 2\alpha + \frac{h}{2e} (1 - \cos 4\alpha) \quad (4)$$

On remarquera que $E_0 = e - f$, et $E_{90} = e + f$, ce qui permet de déterminer :

$$e_\alpha = \frac{2 E_\alpha}{E_0 + E_{90}}$$

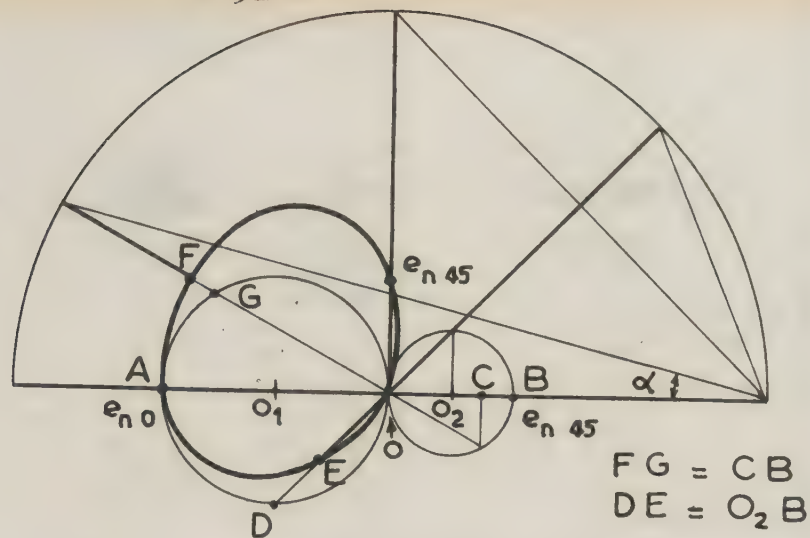


Fig. 2.1 - Construction géométrique montrant les variations du module réduit $e_{n\alpha}$ avec α , et l'influence relative des deux tenseurs d'anisotropie $\bar{A}_1$ et $\bar{A}_2$ (d'après MIRIEYS).

Cette expression, qui fait apparaître l'influence des deux tenseurs d'anisotropie $\bar{A}_1$ et $\bar{A}_2$ dans l'un des plans de symétrie (1,2), (2,3) ou (3,1), est susceptible d'une représentation géométrique (fig. 2.1).

Elle permet de caractériser l'anisotropie continue des modules élastiques E dans chacun des plans de symétrie de la structure, en y effectuant trois mesures de coefficients de déformations longitudinales : E_0 , E_{45} et E_{90} , suivant les deux axes de la structure contenus dans le plan, et leur première bissectrice.

L'équation (4) s'écrit en effet :

$$e_{\alpha} = 1 - \frac{e_{90} - e_0}{2} \cdot \cos 2\alpha + \frac{e_{45} - 1}{2} (1 - \cos 4\alpha)$$

La mesure des déformations transversales dans chacun des cas où l'effort est dirigé suivant la bissectrice des axes principaux de la structure (dans les 3 plans de symétrie), permet enfin de compléter la détermination des neuf

coefficients indépendants de la matrice des modules élastiques des matériaux à symétrie orthorhombique :

$$\begin{bmatrix} a & c & o \\ c & b & o \\ o & o & d \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} a & q & o \\ q & p & o \\ o & o & r \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} b & s & o \\ s & p & o \\ o & o & t \end{bmatrix}$$

Nous proposerons cependant une détermination plus directe des neuf coefficients, en utilisant la construction des cercles de Mohr des déformations.

II. 3 - DÉFORMATION EN COMPRESSION DES ROCHES À STRUCTURE STATISTIQUEMENT ISOTROPE.

De nombreux auteurs [2.3] [2.4] [2.5] ont décrit la déformation des roches fragiles à structure statistiquement isotrope, et ont distingué quatre phases dans l'évolution du phénomène précédant la rupture.

D'autres ont présenté des courbes de déformation de roches à comportement élastique - plastique [2.6] [2.7] , mais n'ont pas analysé les phénomènes conduisant à la rupture.

Nous allons donc présenter succinctement les phénomènes bien connus accompagnant la déformation des roches fragiles statistiquement isotropes, puis, à l'aide d'observations que nous avons pu faire sur de nombreuses éprouvettes de mortier de ciment [2.8] soumises à une compression poly-axiale ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), tenter de distinguer de manière analogue les phénomènes essentiels précédant la rupture des matériaux à comportement élastique plastique.

II.3.1. - Cas des roches à comportement élastique fragile :

Les phénomènes conduisant à la rupture peuvent être décomposés en quatre phases essentielles (fig. 2.2) :

- Phase de tassement des fissures :

Les courbes de déformation longitudinales ont leurs concavités tournées vers le haut. La croissance de la courbe de déformation longitudinale est alors fonction de la quantité de fissures susceptibles de se fermer et de la minéralogie de la roche.

- Phase de déformations élastiques :

Les courbes de déformations longitudinales et transversales sont sensiblement rectilignes. Cette phase est limitée par le seuil de microfissuration au-delà duquel toute croissance de l'effort se traduit par la propagation des fissures préexistantes et la naissance de fissures nouvelles.

Walsh [2.4] attribue l'hystérésis des courbes correspondant à ces deux premières phases au frottement le long des faces des fissures fermées. Pérarni et Thenoz [2.5] ont montré de leur côté que les microbruits dus à la fissuration sont très rares.

- Phase de développement stable de la fissuration :

La déformation transversale augmente et le volume cesse de diminuer au cours de cette phase, tandis que la courbe de déformation longitudinale demeure rectiligne.

Les microbruits sont alors très nombreux, d'intensité moyenne. Cette phase se termine lorsque la contraction de l'échantillon est maximale. Le développement de la fissuration cesse lorsque l'on stoppe la montée en charge, l'état atteint étant stable.

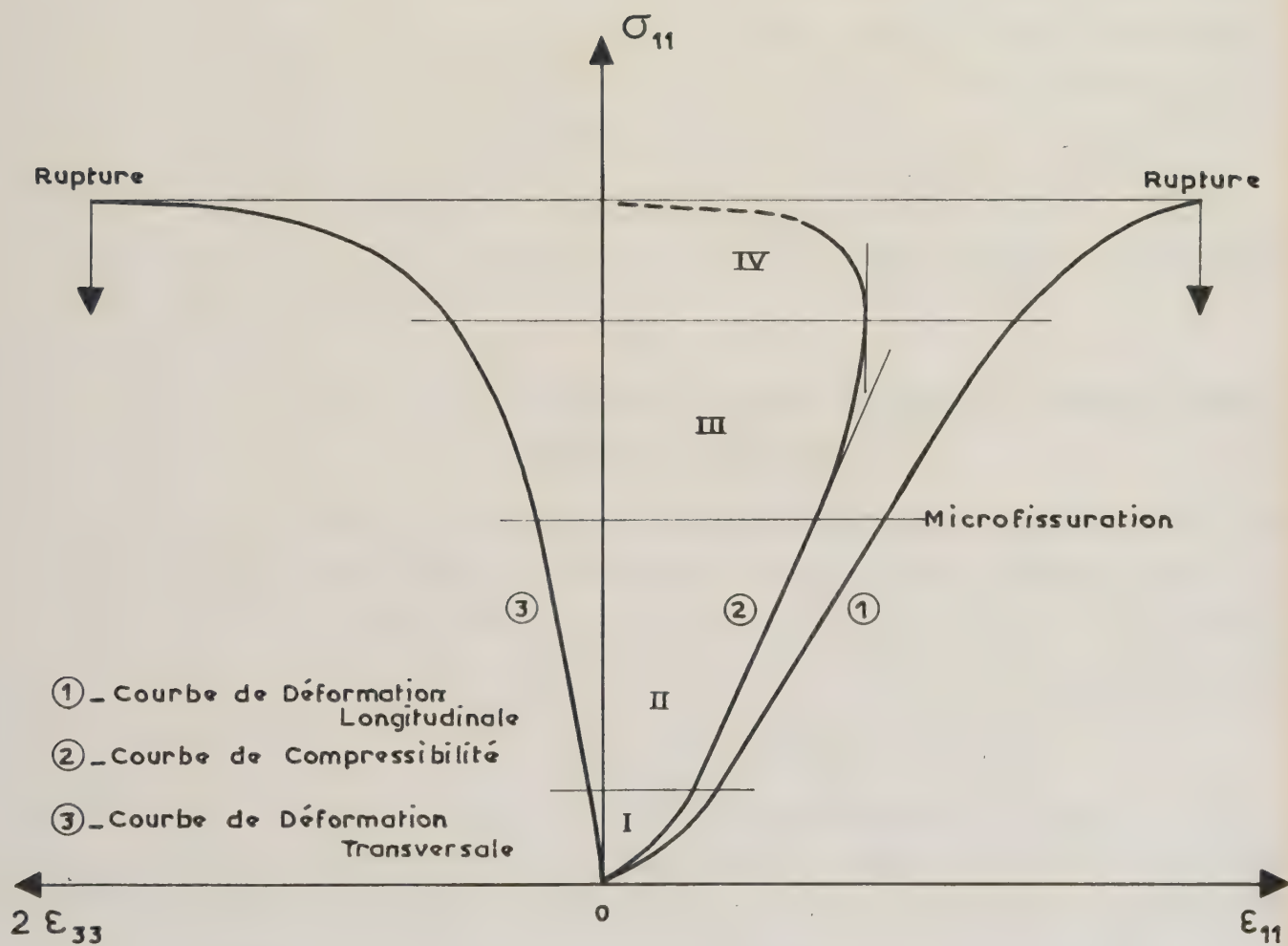


Fig. 2.2 - Courbes de déformations en compression mono-axiale. Comportement élastique fragile.

- Phase de développement instable de la fissuration :

Les déformations longitudinales et transversales croissent rapidement. Des fissures se développent au-delà du système de microfissures et suivent la limite des minéraux jusqu'à la surface de l'éprouvette, ce qui entraîne généralement sa ruine. L'intensité des microbruits correspondant au développement des fissures est alors maximale, tandis que le volume de l'échantillon croît jusqu'à la rupture. Il y a alors dilatance de l'éprouvette. Cette dilatance est un comportement caractéristique d'un milieu discontinu.

II.1.2. - Les des matériaux rocheux à comportement élastique plastique :

Certains matériaux rocheux dont la structure peut être considérée comme statistiquement isotrope (craie, grès, bétons) sont susceptibles, sous une pression de confinement peu élevée - ou même en compression monoaxiale - de grandes déformations irréversibles au-delà de la limite élastique. Ils ont un comportement élastique-plastique.

La figure 2.3 relative à un mortier de ciment de 13 jours, soumis à une "compression orthotrope" ($\sigma_3 = 100$ bars, $\sigma_2 = 100, 200$ et 600 bars) illustre l'allure des déformations observées. On peut décomposer les phénomènes conduisant à la rupture des éprouvettes en quatre phases :

- Phase de serrage :

Lors de la montée en pression hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), apparaît une déformation longitudinale relativement importante, due à la fermeture des fissures et des vides intercrystallins, accompagnée d'une diminution de volume assez importante.

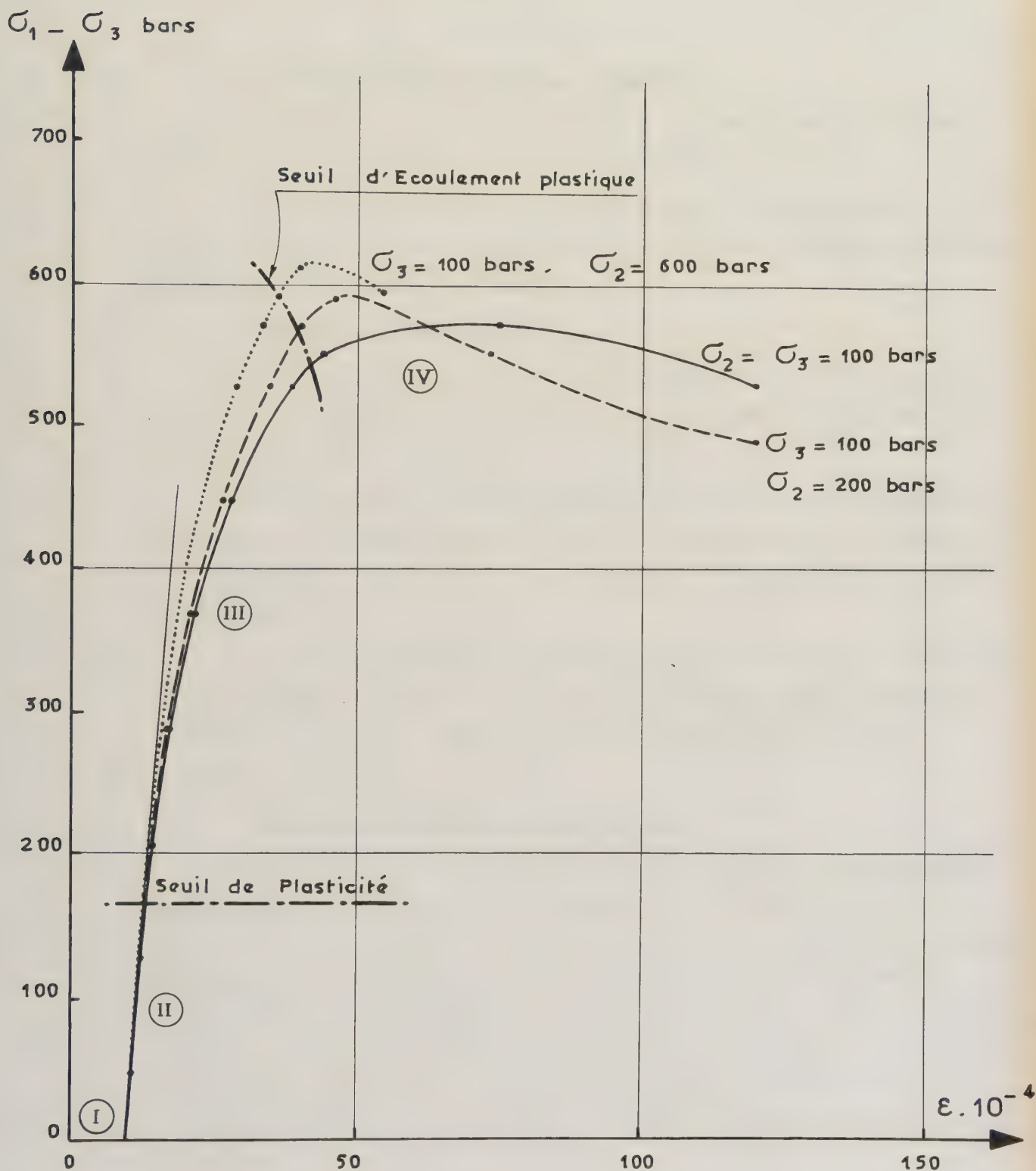


Fig. 2.3 - Courbes de déformation longitudinale en compression orthotrope. Mortier de ciment de 13 jours.

- Phase de déformation élastique :

La déformation longitudinale présente ensuite une phase linéaire, fonction du déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$.

Cette phase, comme la précédente, est semblable à celle que l'on a pu distinguer chez les matériaux à comportement élastique fragile.

- Phase d'écrouissage :

Au-delà d'une valeur du déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ correspondant au seuil de plasticité, la courbe de déformation longitudinale s'incurve faiblement.

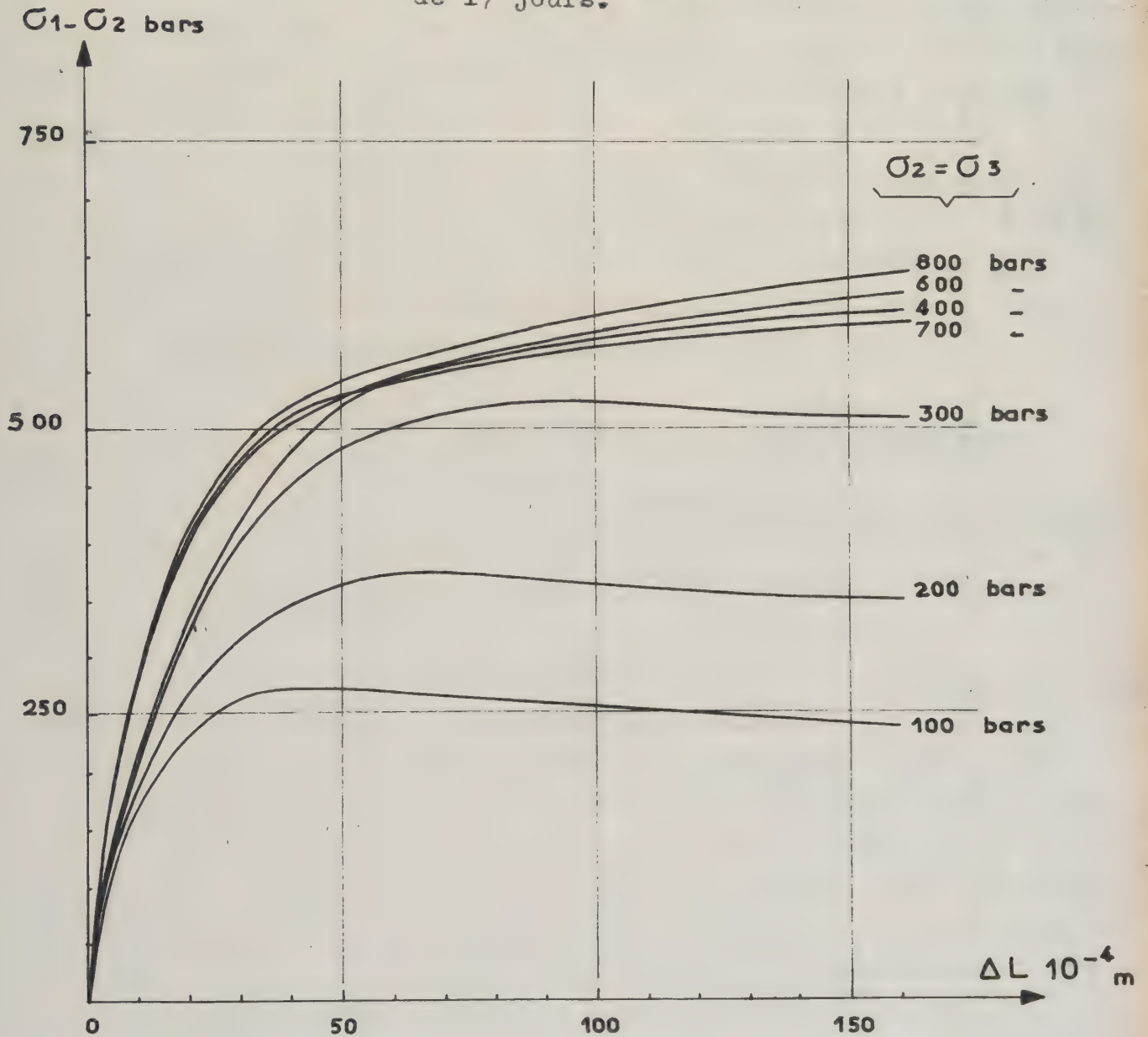
L'observation d'éprouvettes permet de mettre alors en évidence le développement de la fissuration, accompagné de glissements locaux et d'une réorientation partielle des minéraux.

Des déformations permanentes apparaissent au cours de cette phase. L'évolution des phénomènes cesse cependant lorsque l'on maintient une charge constante. L'état atteint est stable.

- Phase d'écoulement plastique :

Lorsque le déviateur atteint le seuil d'écoulement plastique, la contrainte plafonne, la courbe présentant quelquefois un coude brutal, quelquefois un pic bien marqué, quelquefois un maximum aplati, et les déformations se poursuivent indéfiniment à charge constante, soit au niveau du seuil, soit à un niveau inférieur lorsqu'il y a un pic ou un maximum. Il y a alors dilatance des échantillons qui se déforment en barillet à cause du frettage de têtes
[2.9] .

Fig. 2.4 - Courbes de déformation longitudinale en compression triaxiale. Mortier de ciment de 17 jours.



Cette augmentation de volume des éprouvettes est caractérisée par une croissance de la pression d'huile dans la cellule triaxiale, qui apparaît pour la limite de rupture plastique.

On notera sur cet exemple l'influence non négligeable de la contrainte principale intermédiaire σ_2 sur la rigidité du matériau lors de la phase d'écrouissage.

Des essais triaxiaux ($\sigma_2 = \sigma_3$) classiques [2.8] donnent des résultats semblables (fig. 2.4).

II.3.3. - Influence de la durée de chargement :

Nous avons vu que les roches à comportement élastique fragile cessent de se déformer lorsque l'on maintient une charge constante au cours de l'une des trois premières phases de déformation.

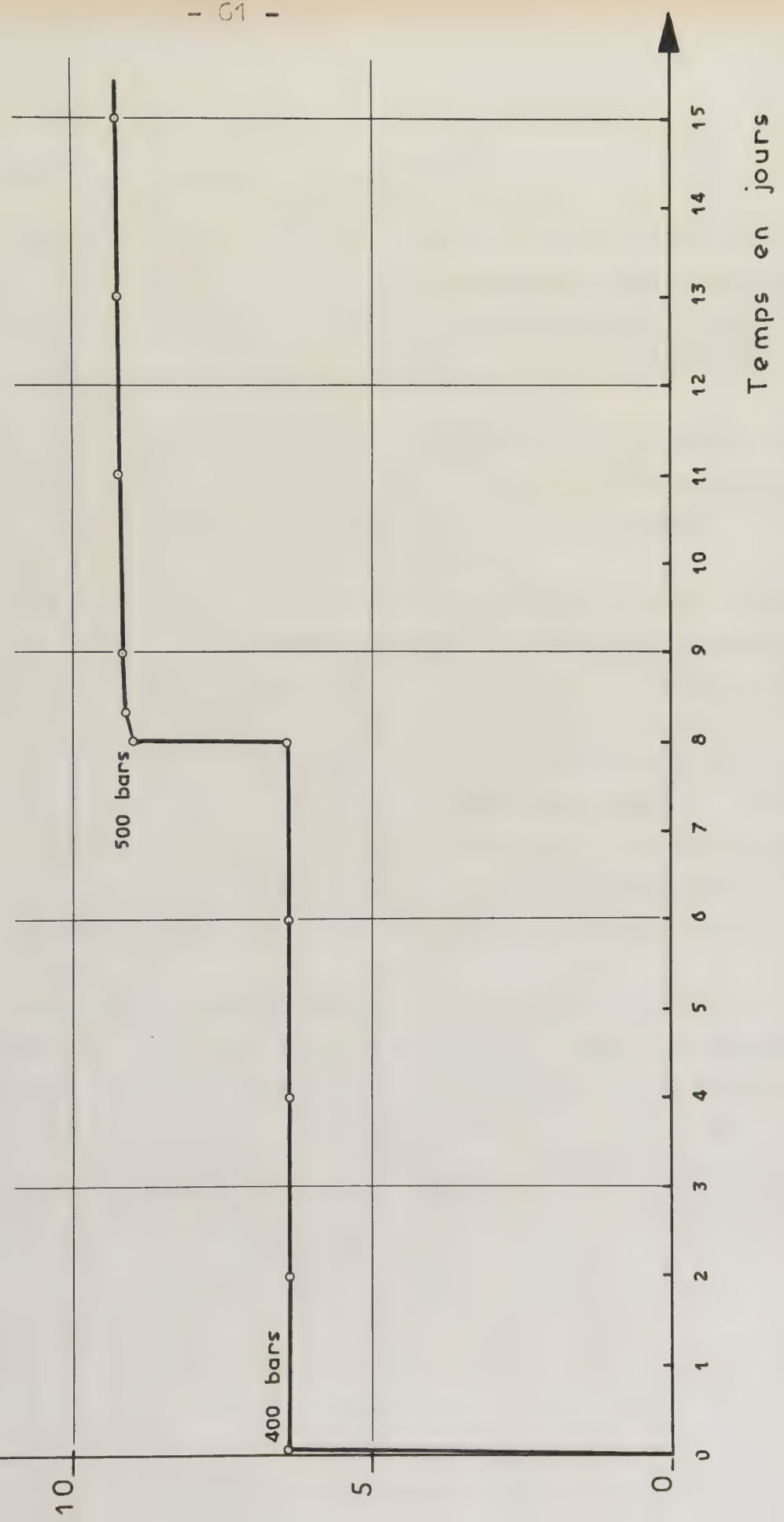
La courbe de fluage en compression Monoaxiale relative au calcaire des Monts en est un bon exemple (fig. 2.5) et ceci est d'une grande importance pratique. Il apparaît en effet, comme nous le verrons dans le prochain chapitre, que le seuil de fissuration instable au-delà duquel le fluage de la roche se poursuit jusqu'à la rupture, est une caractéristique bien plus importante pour le praticien, que la résistance de la roche, déterminée au laboratoire.

De la même façon, le seuil d'écoulement plastique des roches à comportement élastique plastique représente l'état de contraintes au-delà duquel le fluage se poursuit jusqu'à la rupture plastique des échantillons.

La courbe de fluage d'une éprouvette de mortier de ciment de 28 jours soumise à une compression triaxiale (pression de confinement : 100 bars) illustre les phénomènes

$\epsilon \cdot 10^{-4}$

Fig. 2.5 - Fluage en compression monoaxiale. Calcaire des Monts. Résistance à la compression monoaxiale : 810 bars.



présentés par de tels matériaux (fig. 2.6) :

- Lorsque l'on charge les échantillons en-deçà du seuil de plasticité, ils montrent une déformation élastique instantanée (CA), suivie d'une phase de glissement primaire (AB) au cours de laquelle la vitesse de déformation décroît avec le temps.

Lorsque l'éprouvette est déchargée, il se produit une recouvrance élastique instantanée (BC), suivie d'une recouvrance différée (CD), traduisant le caractère visco-élastique du comportement du matériau.

- En élevant la charge $\sigma_1 - \sigma_3$ au-delà de la limite élastique (DE), l'éprouvette montre une phase de glissement secondaire, au cours de laquelle la vitesse de déformation est constante. Lorsque l'on décharge l'éprouvette (EF), après recouvrance globale apparaît une déformation permanente qui traduit le comportement visco-plastique du matériau.

- Lorsque la charge $\sigma_1 - \sigma_3$ atteint le seuil d'écoulement plastique, la vitesse de déformation croît sous charge constante jusqu'à la rupture plastique des échantillons.

Le modèle de Burger (fig. 2.7) représente un tel comportement. Ce corps (M-K), composé du modèle de Maxwell (M) disposé en série avec un modèle de Kelvin (K), est un liquide car l'équilibre définitif entraîne $\dot{\sigma} = 0$. Ses propriétés sont analogues à celles du liquide de Maxwell : élasticité instantanée, fluage, relaxation. Il possède en plus de l'élasticité différée.

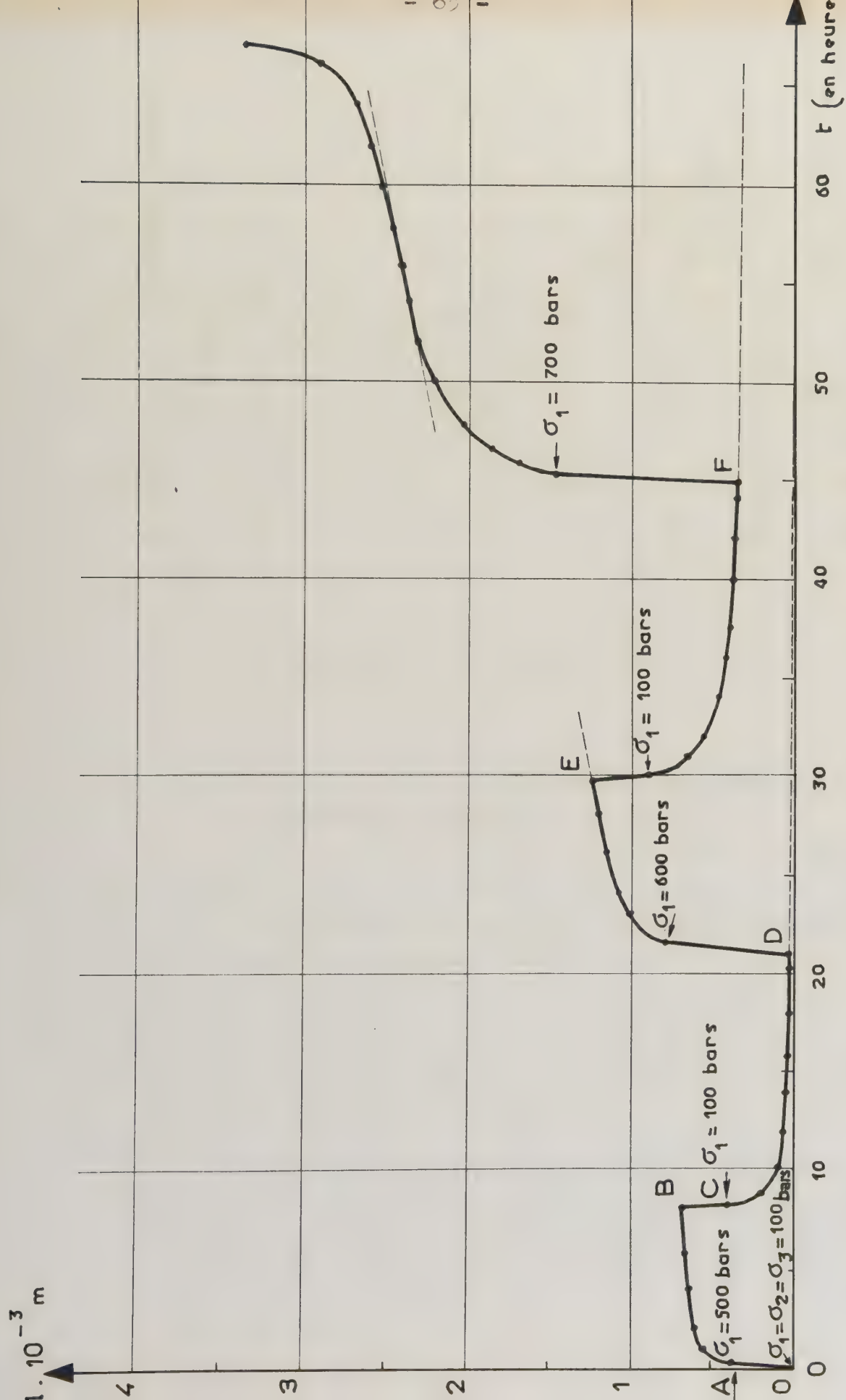


Fig. 2.6 - Courbe de fluage en compression triaxiale.

Mortier de ciment. Age au début de l'essai : 90 jours. Pression de confinement : 100 bars.

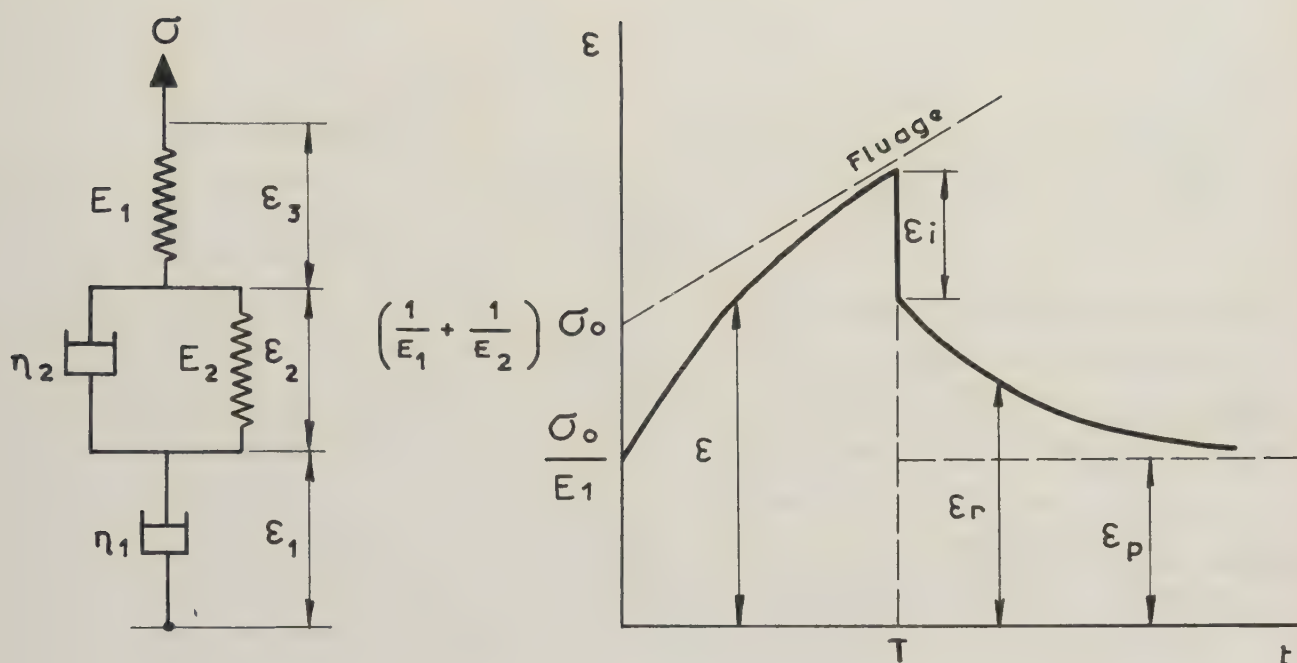


Fig. 2.7 - Modèle de Burger.

II. 4 - DÉFORMATION EN COMPRESSION DES ROCHES À ANISOTROPIE PLANAIRE DISCONTINUE.

L'allure des courbes de déformation des roches à anisotropie planaire discontinue est influencée par l'orientation préférentielle des minéraux, des fissures et des plans de discontinuité.

Nous venons de décrire l'allure des courbes de déformation présentées par des matériaux à structure statistiquement isotrope, qui est liée aux phénomènes conduisant à la rupture de telles roches.

Nous allons, à présent, tenter de définir les analogies et les différences essentielles présentées par les courbes de déformation des matériaux à anisotropie planaire discontinue soumis à des essais de compression monoaxiale

et triaxiale, la contrainte principale majeure étant orientée, dans chacun des cas, suivant l'un des 3 axes principaux de la structure.

Pour ce faire, nous nous appuierons essentiellement sur un exemple caractéristique de chacune des classes de roches à anisotropie planaire discontinue. Les phyllades de Révin caractériseront les observations effectuées sur les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction (symétrie orthorhombique), les schistes du Cheylas caractériseront les phénomènes observés sur les roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions (symétrie monoclinique).

Mais faisons auparavant quelques remarques d'ordre pratique sur la détermination expérimentale des modules élastiques des roches étudiées.

II.4.1. - Considérations expérimentales :

On doit constater que jusqu'ici les auteurs ont souvent omis d'indiquer les conditions de détermination des modules d'élasticité des échantillons soumis à une compression mono-axiale. Les courbes de déformations présentent des pentes qui peuvent être très variables au cours d'un essai et il convient de préciser à quelle phase de comportement du matériau elles se réfèrent. Il est également important de noter la vitesse d'application des charges. Celle-ci peut influencer la phase de tassement des fissures (elle est très importante dans le cas des roches saturées où le tassement permanent ne peut s'effectuer que par expulsion d'eau), puis retarder le seuil de développement de la fissuration, mais elle ne modifie pratiquement pas le comportement du matériau

lors de la phase de déformation élastique. Les phases montantes et descendantes des cycles y sont alors parallèles

Ces considérations nous ont amenés à définir les modules d'élasticité à partir de la tangente à la branche montante de la courbe correspondant à la phase de déformations élastiques, après la répétition d'efforts cycliques qui permettent d'atteindre la réversibilité du phénomène (vitesse d'application des charges : $\dot{\sigma} = 0,8 \text{ bar/s.}$).

Notons que dans tous les cas étudiés en compression monoaxiale, les déformations étant faibles ($\epsilon < 15.10^{-4}$), nous avons pu assimiler la déformation logarithmique à la déformation relative.

Nous avons adopté, dans tout ce qui suit, la convention des raccourcissements positifs et des compressions positives l'échelle des déformations transversales étant généralement doublée par rapport à celle des déformations longitudinales pour des raisons de commodité (1).

II.4.2. - Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

Les caractéristiques de déformation en compression monoaxiale variant avec l'orientation de l'effort par rapport à la structure, analysons les phénomènes observés sur des éprouvettes cylindriques, orientées de manière variable. Nous examinerons ensuite l'influence de la

(1) Notamment pour la construction des courbes de variations de volume lorsque la déformation transversale est isotrope :

$$\left| \frac{\Delta V}{V} \right| = \left| \epsilon - 2\bar{\epsilon} \right|$$

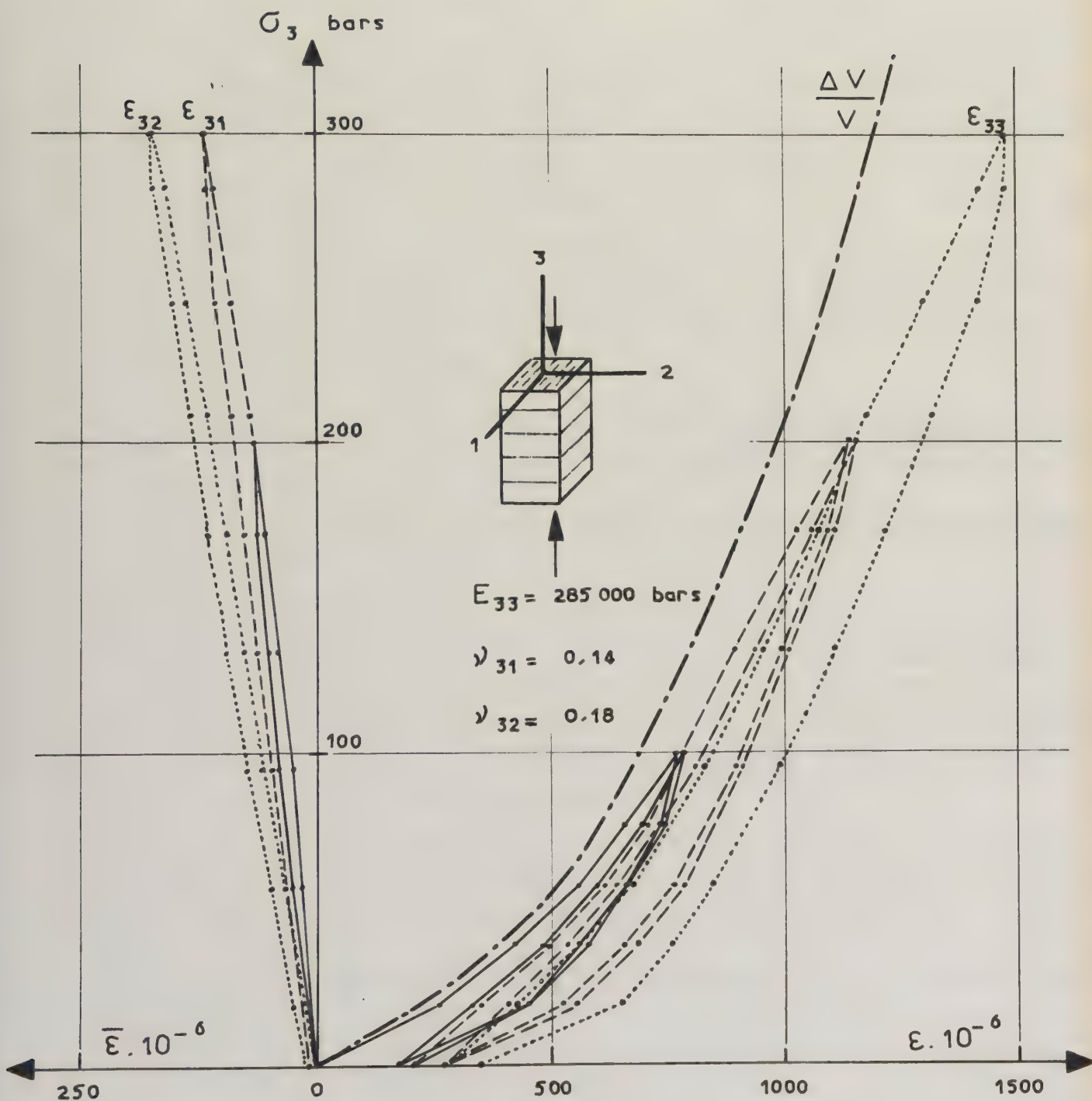


Fig. 2.8 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Phyllades de Revin. Effort perpendiculaire à la schistosité ($\alpha = 0^\circ$).

pression de confinement sur les déformations longitudinales. D'une manière générale, les indices m et n des déformations ϵ_{mn} seront tels que m indique l'axe de référence 1, 2, 3, suivant lequel l'effort monoaxial est appliqué, et n indique l'axe de référence suivant lequel la déformation est mesurée. On aura également $\nu_{mn} = - \frac{\epsilon_{mn}}{\epsilon_{mm}}$. Lorsque la direction de l'effort fera un angle α quelconque avec la normale aux plans de discontinuité, les déformations longitudinales seront notées $\epsilon_{\alpha z}$ et les déformations transversales $\epsilon_{\alpha x}$ et $\epsilon_{\alpha y}$.

II.4.2.1 - Essais de compression monoaxiale sur les phyllades de Devin :

a/ Effort perpendiculaire aux plans de discontinuités
($\alpha = 0^\circ$) :

Les courbes de déformation longitudinale (fig. 2.8) présentent généralement une importante phase de tassement des fissures majeures dans laquelle on peut distinguer un tassement permanent de ces fissures et un serrage réversible qui est mis en évidence lors des phases de charge et de décharge des cycles de compression.

Ce phénomène de tassement semble marquer le début des déformations transversales dans la direction de la linéation ϵ_{31} et dans la direction perpendiculaire ϵ_{32} .

La phase de déformation élastique est caractérisée par une assez grande croissance de la pente des courbes de déformation longitudinale, tandis que la pente des déformations transversales décroît légèrement. L'influence de la linéation sur les déformations transversales n'est pas

- 35 -

négligeable, la déformation dans la direction parallèle à l'allongement des minéraux ε_{31} étant plus faible que la déformation dans la direction normale ε_{32} . Les deux portions de courbes correspondantes sont rectilignes, ce qui permet de déterminer un "coefficient de déformation transversale", dans chacune des directions : $\nu_{31} = 0,14$, $\nu_{32} = 0,18$, et $E_{33} = 285\ 000$ bars.

Les phénomènes de déformation observés dans ce cas sont semblables à ceux que présentent les roches à structure statistiquement isotrope. Cependant, la diminution du volume des échantillons de roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction est considérable, puisqu'elle est liée à la fermeture des fissures majeures disposées dans des plans perpendiculaires à l'effort.

b/ Effort parallèle aux plans de discontinuités
($\alpha = 90^\circ$).

Il convient, dans ce cas, de distinguer les échantillons dont la linéation est perpendiculaire à l'effort (plongement nul dans les plans de schistosité : $\lambda = 0^\circ$) de celles dont la linéation est parallèle à l'effort (plongement vertical dans les plans de schistosité : $\lambda = 90^\circ$), lorsque l'on veut déterminer les constantes élastiques du matériau.

Dans les deux cas cependant, les courbes de déformations longitudinales présentent une allure qui est très générale avec les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

La phase de tassement des fissures, caractéristique des roches à structure statistiquement isotrope, y est remplacée

par une phase de raideur (1) de l'échantillon (fig. 2.9 et 2.10), liée à une période d'accumulation de l'énergie nécessaire à l'ouverture progressive des fissures majeures, situées dans des plans parallèles à l'effort. L'allongement de ces fissures majeures étant parallèle à la linéation, la phase de raideur a une extension plus grande lorsque l'effort est parallèle à la linéation. Dans ce cas, des déformations transversales irréversibles se produisent perpendiculairement aux plans de schistosité (ϵ_{13}).

Les déformations longitudinales et transversales deviennent linéaires au cours de la phase de déformations élastiques, les fissures majeures ouvertes se déforment élastiquement. Les modules d'élasticité des éprouvettes ainsi sollicitées paraissent très élevés lorsqu'on les compare à ceux des échantillons précédents :

$$E_{11} = 1\,200\,000 \text{ bars} \quad \text{et} \quad E_{22} = 1\,000\,000 \text{ bars.}$$

L'influence des plans de schistosité sur l'anisotropie des déformations transversales est très grande. Les déformations transversales mesurées parallèlement à la schistosité sont relativement faibles et réversibles, tandis qu'elles sont en partie irréversibles dans la direction perpendiculaire, accompagnées par l'extension de quelques fissures majeures situées dans les plans de schistosité.

(1) La pente de la portion des courbes de déformation longitudinales correspondant à cette phase permet de définir le module d'élasticité du matériau rocheux non fissuré qui semble être de l'ordre de 2 000 000 bars. Il s'agit cependant d'un module anisotrope, à rapprocher par exemple du module longitudinal des fibres (ceux des fibres de carbone ou d'alumine atteignent 4 500 000 bars).

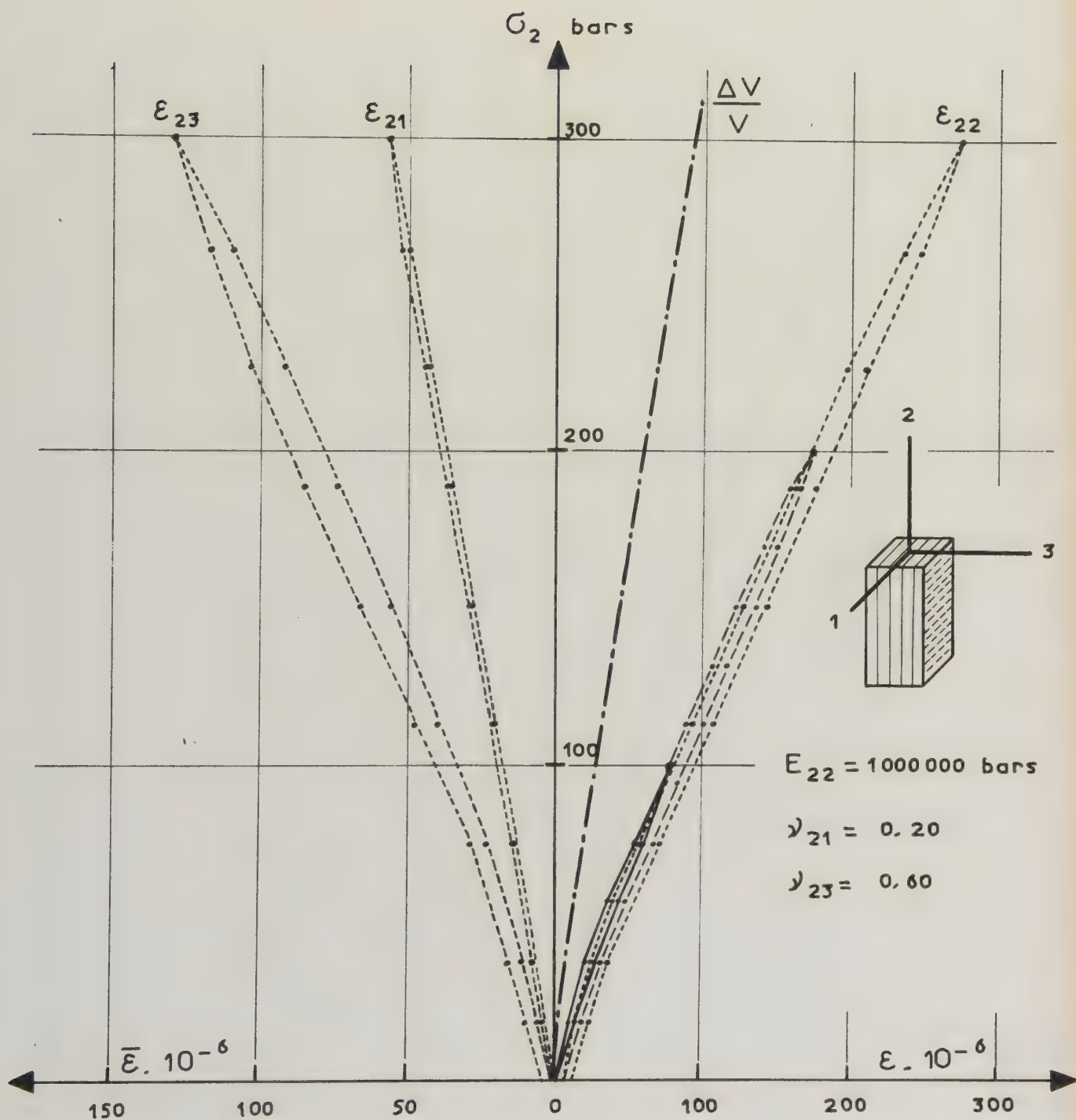


Fig. 2.9 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Phyllades de Revin. Effort parallèle à la schistosité et perpendiculaire à la linéation ($\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 0^\circ$).

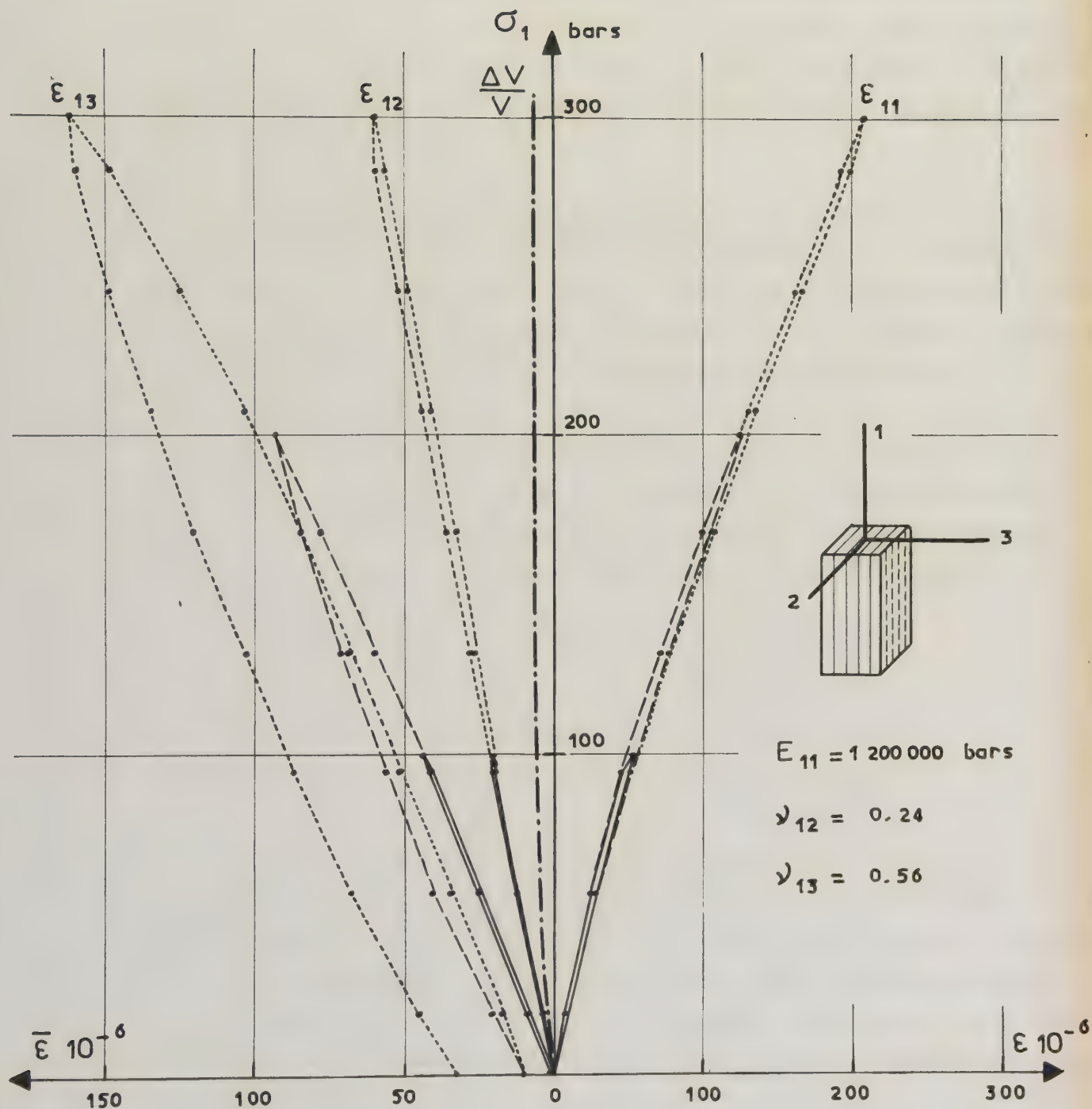


Fig. 2.10 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Phyllades de Revin. Effort parallèle à la schistosité et à la linéation ($\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 90^\circ$).

Les coefficients ν_{13} et ν_{23} de déformation transversale sont alors très souvent supérieurs à 0,50 et l'hystérésis des cycles correspondant à la dissipation d'énergie qui accompagne l'extension des fissures majeures peut être très élevée (fig. 2.10).

L'orientation de la linéation a une légère influence sur les déformations transversales suivant les plans de schistosité. Celles-ci sont en effet plus importantes dans le cas où la linéation est horizontale, c'est-à-dire lorsque les fissures majeures sont allongées parallèlement à la direction de mesure.

Lorsque l'effort est parallèle aux plans de discontinuité, les coefficients de déformation transversale sont donc très distincts suivant qu'ils sont mesurés parallèlement ou perpendiculairement aux plans de schistosité.

Dans le cas où la linéation est horizontale :

$$\nu_{21} = 0,20 \quad \text{et} \quad \nu_{23} = 0,60$$

Dans le cas où la linéation est verticale :

$$\nu_{12} = 0,23 \quad \text{et} \quad \nu_{13} = 0,56$$

On remarquera qu'à l'accroissement très important des modules élastiques E_{11} et E_{22} des phyllades sollicitées parallèlement aux plans de schistosité, par rapport à celui qu'elles possèdent lorsqu'elles sont sollicitées perpendiculairement, correspond une très grande différence dans les variations du volume des éprouvettes en cours de compression. En effet, lorsque des échantillons de phyllades sont soumis à un effort parallèle à la schistosité, ils diminuent très

faiblement de volume en cours de compression (fig. 1.9) et peuvent même, dans certains cas, présenter une dilatation tout au cours de celle-ci, notamment lorsque la linéation est parallèle à l'effort (fig. 1.10).

Le comportement de tels matériaux est donc bien différent, par beaucoup d'aspects, de celui des roches à structure statistiquement isotrope.

c/ Effort oblique par rapport aux plans de discontinuité :

Les phénomènes de déformation présentés par les échantillons dont le pendage α de la schistosité par rapport à la normale à l'effort est inférieur à 30° sont semblables à ceux que nous avons mis en évidence pour les éprouvettes à pendage nul (fig. 2.8).

Cependant, les échantillons ayant un pendage α au moins égal à 30° possèdent des caractéristiques de déformation légèrement différentes.

Ils présentent (fig. 2.11) une phase de tassement des fissures un peu moins importante que celle que présentent les échantillons à pendage nul, suivie d'une phase de déformation linéaire, assez étendue. Puis, contrairement aux observations effectuées sur des matériaux à structure statistiquement isotrope, la phase de développement stable des fissures et la phase de développement instable sont très courtes, la rupture survenant extrêmement brutalement. Ce phénomène, comme nous le verrons dans le prochain chapitre, est lié au fait que la rupture se produit par glissement le long des fissures majeures fermées situées dans les plans de discontinuité. La diminution de volume de l'échantillon est plus faible que celle que présentent les éprouvettes du premier lot.

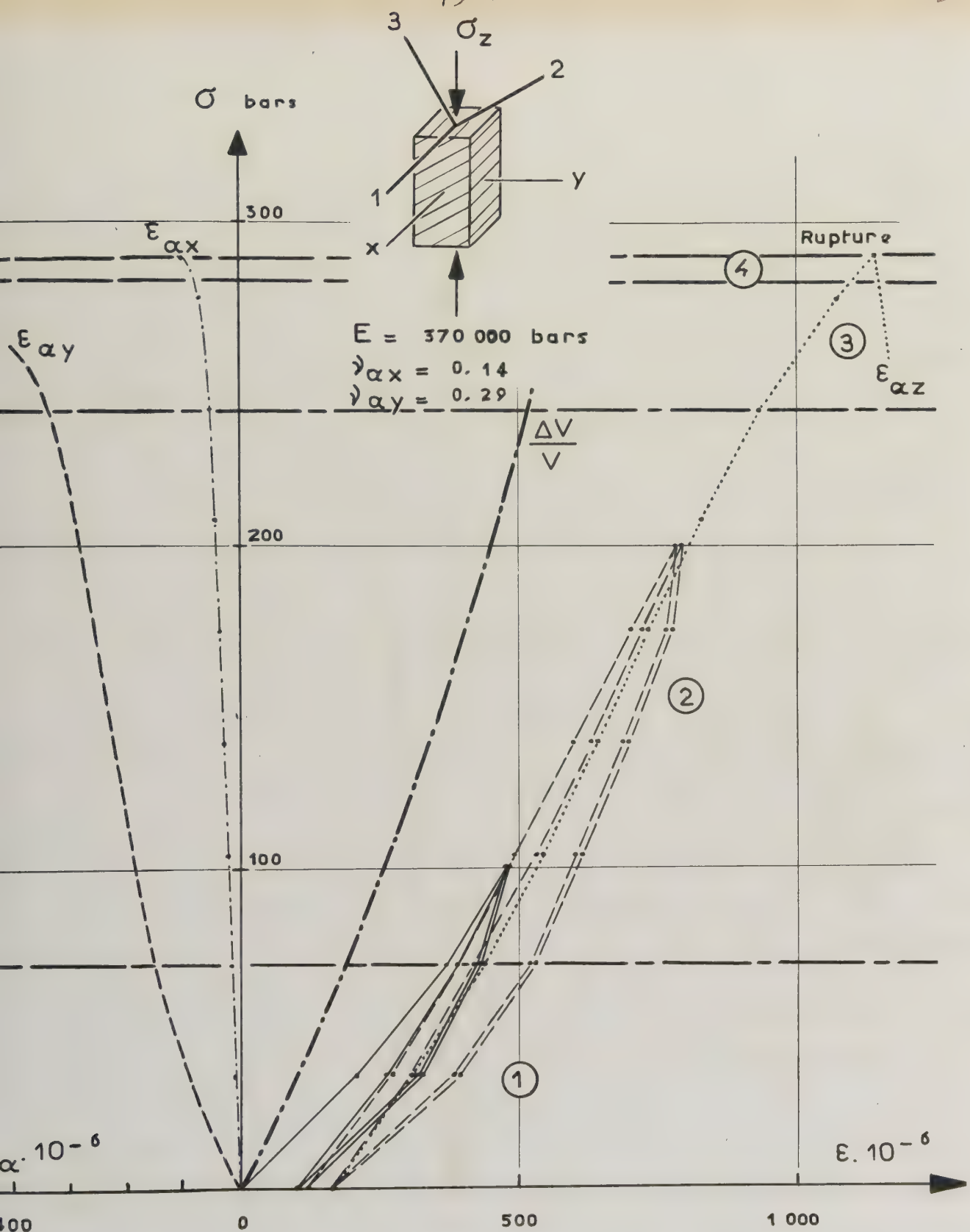


Fig. 2.11 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Phyllades de Revin. Effort dirigé à 30° par rapport à la normale aux plans de schistosité ($\alpha = 30^\circ$, $\lambda = 0^\circ$).

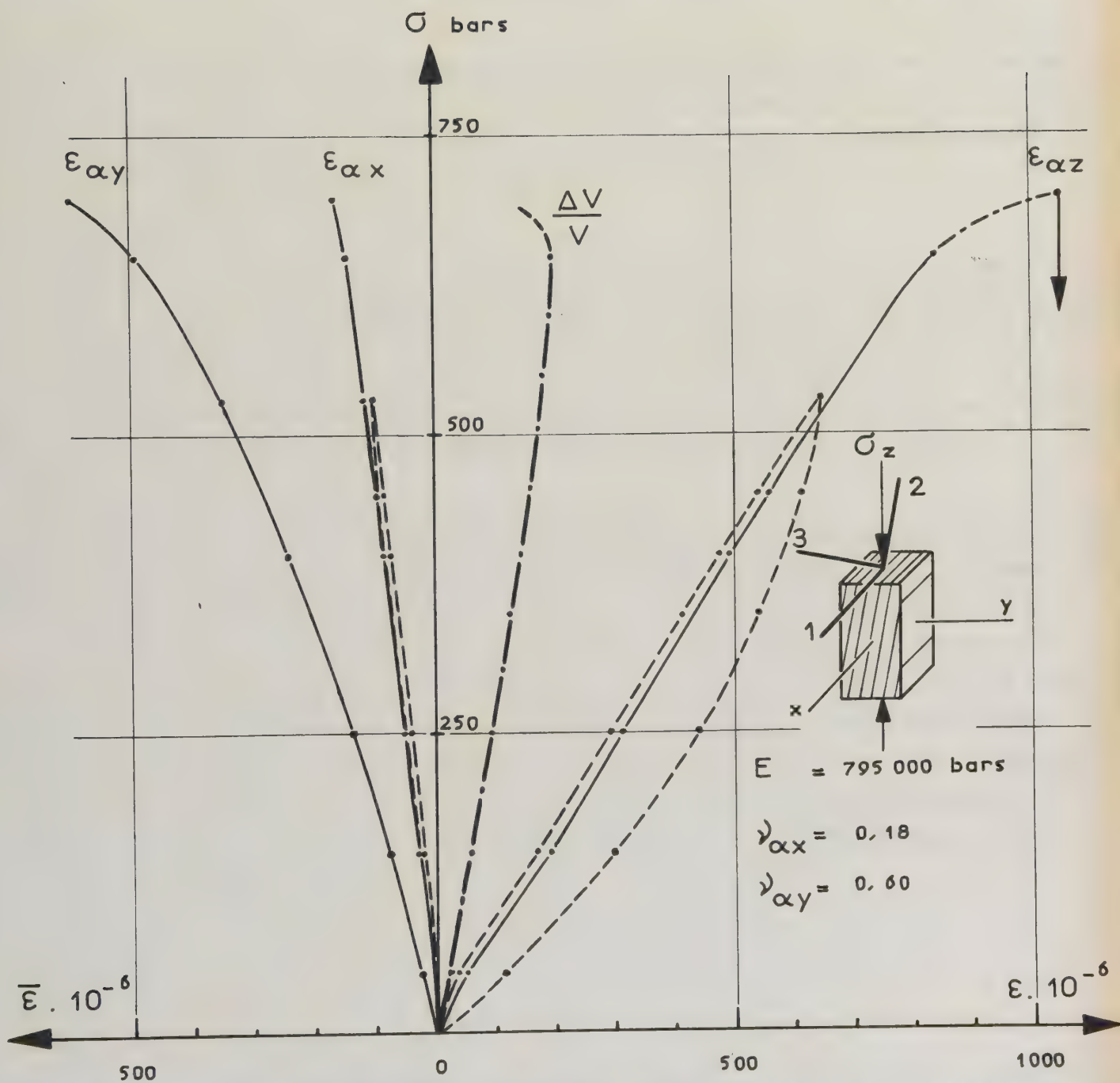


Fig. 2.12 - Courbes de déformation en compression monoaxiale. Phyllades de Revin. Effort dirigé à 80° par rapport à la normale aux plans de schistosité ($\alpha = 80^\circ$, $\lambda = 0^\circ$).

Les éprouvettes dont les plans de discontinuité sont proches du parallélisme avec l'effort ($75^\circ < \alpha \leq 90^\circ$) présentent une phase de raideur (fig. 2.12), suivie d'une très longue phase de déformation élastique. Le phénomène conduisant à la rupture, au-delà du seuil de développement de la fissuration, est encore plus brutal, les fissures majeures étant ouvertes.

Si la nature même des phénomènes de déformation varie lorsque l'on modifie l'orientation de l'effort par rapport aux plans de discontinuité, la valeur des modules $E_{\alpha z}$ caractérisant les déformations dans la direction de l'effort (déformations longitudinales) varie aussi de manière importante.

Les résultats expérimentaux que nous avons enregistrés en étudiant l'anisotropie du module élastique $E_{\alpha z}$ des phyllades de Revin dans le plan (2,3) sont consignés dans le tableau qui suit, où ont été également reportées les valeurs $e_{\alpha z}$ calculées à partir de la formule (4), et les variations des coefficients $\nu_{\alpha z}$ et $\nu_{\alpha y}$ relatifs à la déformation transversale des éprouvettes dans la direction de la linéation (horizontale des plans de schistosité, l'effort étant vertical) et dans la direction perpendiculaire (1).

(1) Les chiffres présentés sont des moyennes effectuées sur des lots de deux ou trois échantillons.

α degrés	0	20	30	45	80	90
$E_{\alpha z} \cdot 10^3$ bars	310	330	360	450	930	1 030
$e_{\alpha z}$	0,463	0,493	0,537	0,671	1,39	1,54
$\nu_{\alpha x}$	0,14	0,15	0,14	0,15	0,18	0,20
$\nu_{\alpha y} (1)$	0,18	0,21	0,29	0,32	0,60	0,58

Les variations continues du module élastique $E_{\alpha z}$ dans le plan (2,3) (fig. 2.13) ont été représentées géométriquement sur la figure 2.14 suivant la construction proposée par Sirieys [2.2], que nous avons présentée au début de ce chapitre.

Les coefficients d'anisotropie f et h prennent alors les valeurs :

$$f = 362\ 000 \text{ bars}$$

$$h = 0,178 \text{ bars.}$$

La partie anisotrope du tenseur élastique des phyllades de Revin dans le plan (2,3) est donc représentée par la matrice :

$$\begin{bmatrix} 362\ 000 & 0 & 0 \\ 0 & - 362\ 000 & 0 \\ 0 & 0 & - 0,36 \end{bmatrix}$$

(1) On remarquera que les variations du coefficient de déformations transversales sont sensibles seulement au voisinage de 90° sur $\nu_{\alpha x}$, et au contraire, régulières sur tout le champ pour $\nu_{\alpha y}$.

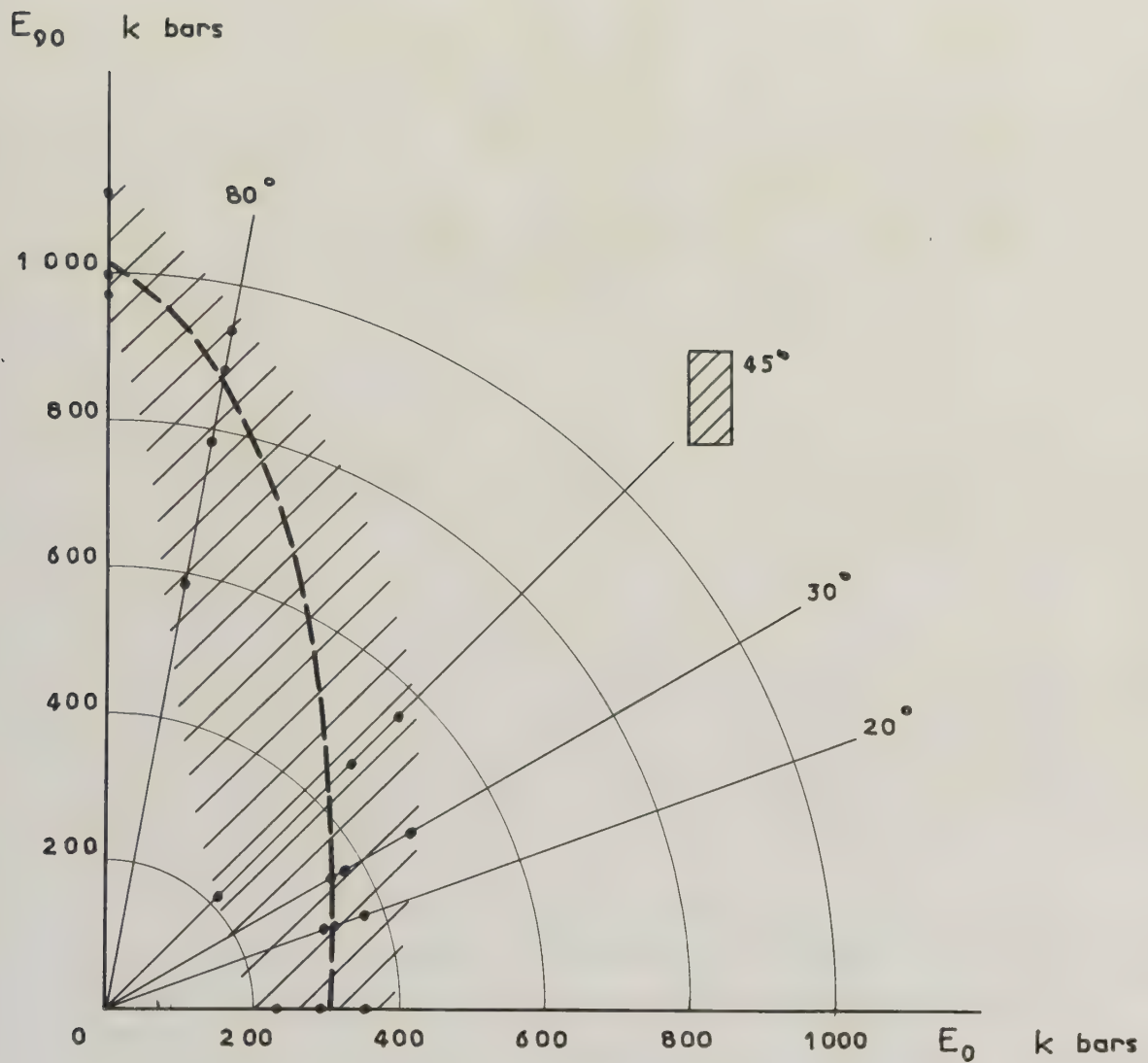


Fig. 2.13 - Variations du module élastique $E_{\alpha z}$ des phyllodes de Revin en compression monoaxiale dans le plan (2,3).

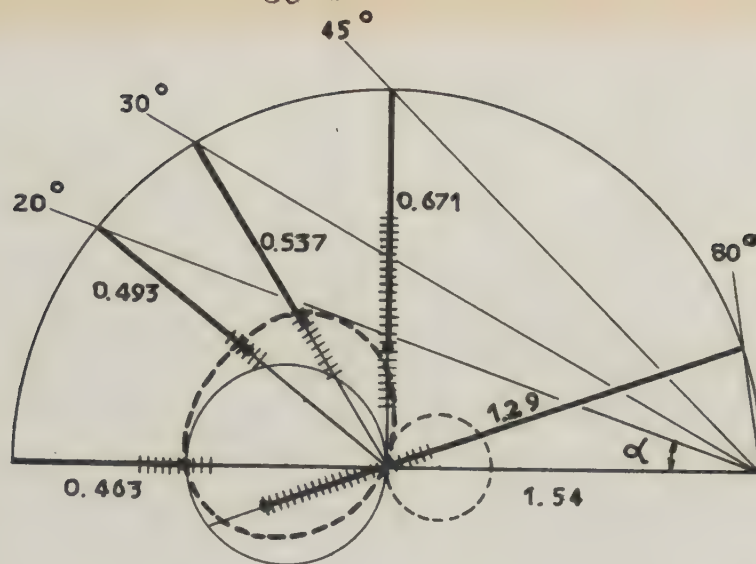


Fig. 2.14 - Variations du module réduit $e_{n\alpha}$ des phyllades de Revin dans le plan (2,3).

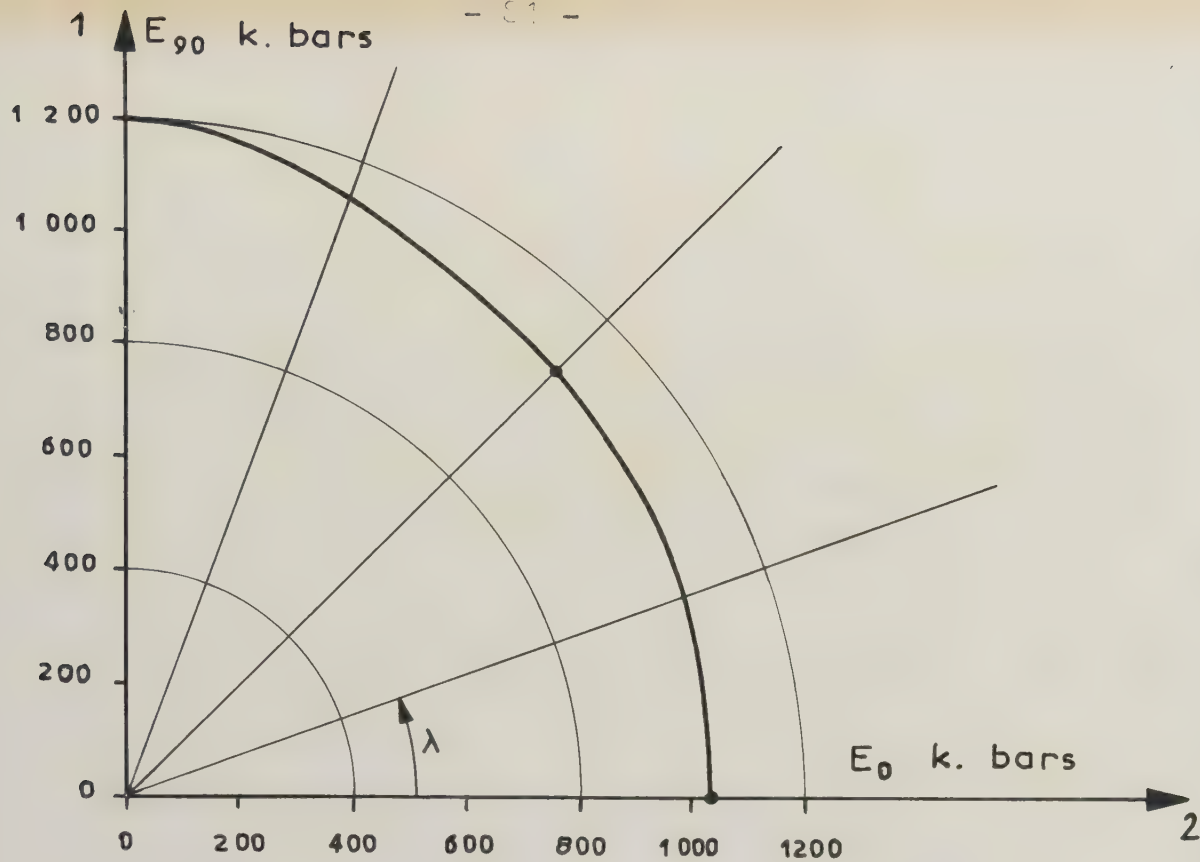
La figure 2.14 où ont été reportées les variations du coefficient $e_{\alpha z}$ dans le plan (2,3) permet de penser que la structure des phyllades de Revin dans ce plan peut être assimilée à un continu élastique possédant les propriétés de l'orthotropie.

Si l'on assimile de la même façon les plans (1,2) et (1,3) à des continus élastiques possédant les propriétés de l'orthotropie, on peut construire réciproquement les variations des coefficients $E_{\alpha z}$ ou $E_{\lambda z}^{(1)}$ dans chacun de ces plans en mesurant E_{0z} , E_{90z} et E_{45z} .

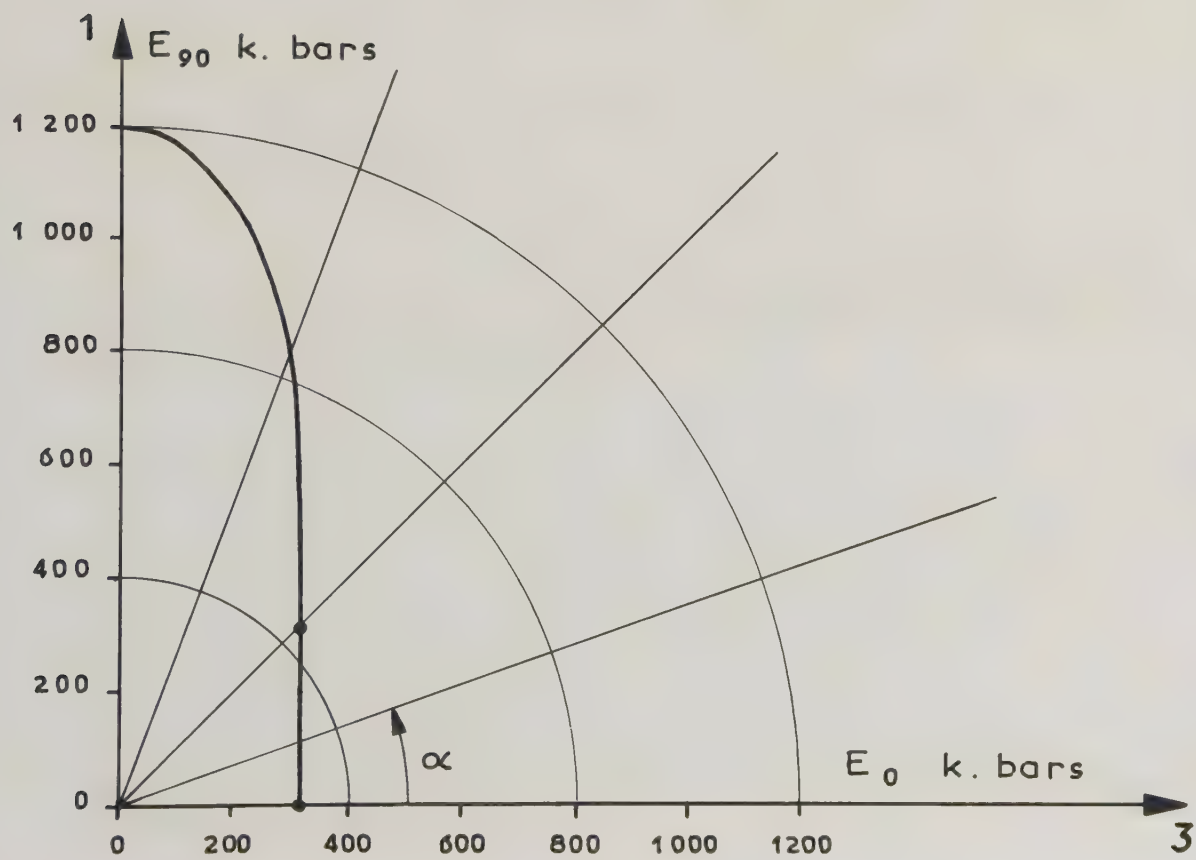
Dans le plan (1,2) :

λ degrés	0	45	90
$E_{\lambda z} \cdot 10^3$ bars	1 030	1 050	1 200

(1) λ est l'angle que fait la direction normale à la linéation avec l'effort.



a/ Plan 1,2



b/ Plan 1, 3

Fig. 2.15 - Anisotropie des modules des Phyllades de Revin

Dans le plan (1,3) :

α degrés	0	45	90
$E_{\alpha z} \cdot 10^3$ bars	310	430	1 200

On a en effet :

$$E'_{\alpha z} = \frac{E_0 + E_{90}}{2} + \frac{E_0 - E_{90}}{2} \cos 2\alpha + \frac{1}{2} (E_{45} - \frac{E_0 + E_{90}}{2}) (1 - \cos 4\alpha)$$

Les figures 2.15a et b indiquent les variations présumées des coefficients $E_{\alpha z}$ et $E_{\lambda z}$ dans chacun des plans (1,3) et (1,2). On remarquera que l'anisotropie des coefficients $E_{\lambda z}$, due à la linéation est extrêmement faible.

Il est important de noter que l'anisotropie des modules E est continue.

II.4.2.2. - Essais de compression mono-axiale sur d'autres roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

Nous avons pu retrouver les caractéristiques de déformation présentées par les phyllades de Revin en étudiant d'autres roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction (1). Nous avons choisi deux exemples qui complètent le schéma général déjà dégagé.

(1) Nous envisageons de grouper tous les résultats ainsi obtenus dans un petit catalogue que l'on pourra joindre à la présente thèse.

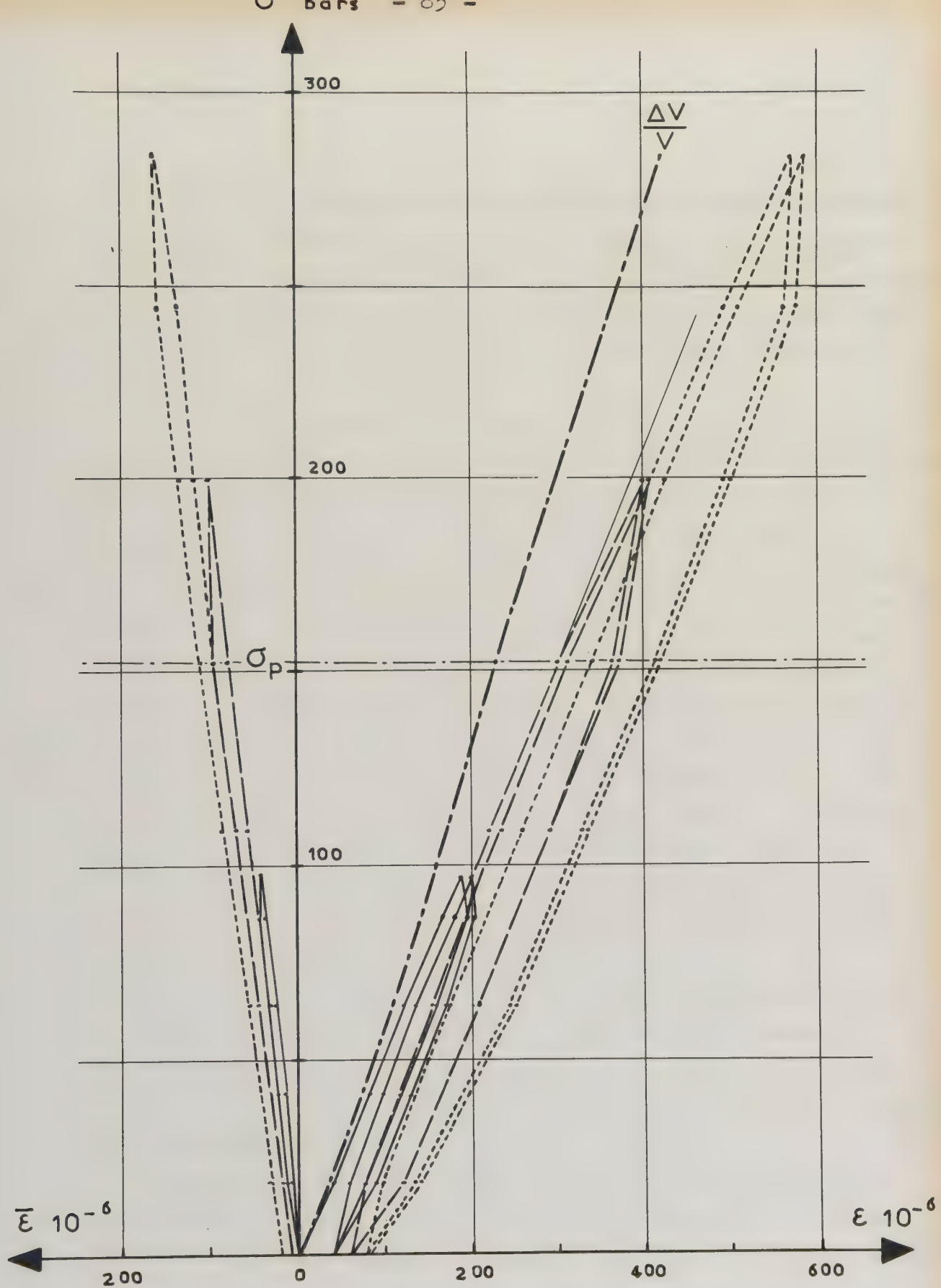


Fig. 2.16 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Schistes ardoisiers du Col des Houilles ($\alpha = 15^\circ$, $\lambda = 0^\circ$).

a/ Cas des éprouvettes prélevées à grande profondeur.

Les éprouvettes de sondage de schistes ardoisiers du Col des Mouilles, prélevées à grande profondeur, présentent un phénomène particulier lié sans doute à l'état de contraintes qui s'exerçait sur la roche avant son prélèvement.

Elles présentent en effet un tassement irréversible non négligeable au cours des premiers cycles de compression, qui présentent une hystérésis importante (dissipation d'énergie liée à la fermeture de nombreuses fissures majeures). De plus, les courbes de déformation longitudinale et transversale sont rectilignes (après une courte phase de raideur de l'échantillon) jusqu'à une valeur de l'effort assez élevée ($\sigma = 155$ bars pour une éprouvette prélevée à - 630 m. : fig. 2.16) ; la pente des courbes de déformation longitudinale devient ensuite plus faible tandis que celle des courbes de déformation transversale croît. Ce phénomène peut être attribué à la décompression à laquelle ont été soumises les carottes de sondage ramenées à la surface, une partie de l'énergie accumulée dans l'échantillon au début de l'essai conduisant à retrouver l'équilibre structural que possédait la roche en place. Nous appellerons cette phase, phase de "recouvrance structurale".

Le module d'élasticité de l'éprouvette prélevée à - 630 m. passe ainsi de 555 000 bars au cours de la phase de "recouvrance structurale" à 515 000 bars au-delà du seuil de précontrainte du matériau.

Signalons que nous avons mesuré un seuil de précontrainte de 240 bars sur un échantillon prélevé à - 890 m., le module d'élasticité au cours de la phase de "recouvrance

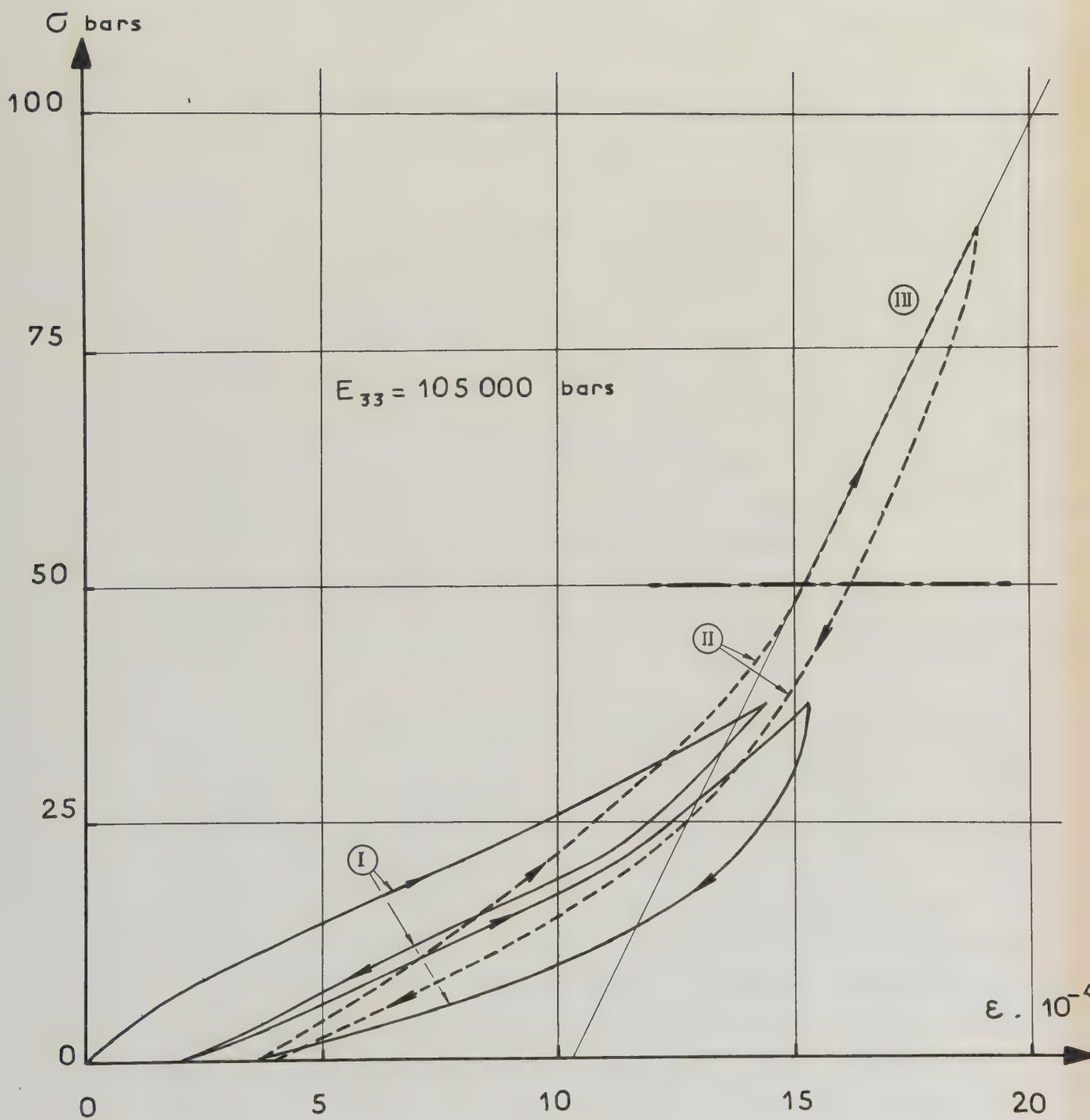


Fig. 2.17 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Marnes de Sisteron saturées. Effort dirigé perpendiculairement aux plans de

structurale" étant 615 000 bars, tandis qu'au-delà du seuil de précontrainte, le module d'élasticité de la roche demeurerait sensiblement le même que le précédent (530 000 bars).

b/ Cas des éprouvettes très fissurées :

Les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction présentent des phénomènes de déformation essentiellement influencés par la disposition, l'orientation et la géométrie de leurs fissures majeures.

Les marnes de Sisteron, saturées en eau, qui appartiennent à ce type de roches, donnaient lieu, quant à elles, à un phénomène que nous avons décrit dans le chapitre précédent. Les échantillons usinés étaient en effet très rapidement parcourus de grandes fissures verticales discrètes, résultant du retrait dû à la dessiccation de la roche dans l'atmosphère de la salle de laboratoire.

Contrairement à ce que l'on pourrait penser, ces fissures peu liées à la structure particulière du matériau, influençaient peu ses caractéristiques de déformation.

La figure 2.17 relative à un échantillon dont la stratification est orientée perpendiculairement à l'effort, illustre les phénomènes observés. Les premiers cycles de chargement présentaient une phase de "tassement" irréversible (1) de nature et d'amplitude particulières. Puis, au-delà d'un certain tassement, la roche se comportait de manière semblable à celle que nous avons décrite précédemment et concernant les phyllades de Revin. Cette évolution dans le comportement du matériau était accompagnée de la fermeture progressive des fissures de dessiccation à la surface des échantillons sollicités en compression.

Il semble que la fermeture des fissures principales lors de la montée en charge soit toujours accompagnée d'une migration partielle de l'eau contenue dans les éprouvettes, comme le montrent les phénomènes de "transpiration" à la surface des échantillons. Les lèvres des fissures de dessiccation seraient alors réhydratées, conduisant au gonflement local de la roche et à son nouvel équilibre structural.

II.4.2.3. - Influence de la pression de confinement sur les déformations en compression triaxiale :

Contrairement aux solides idéaux - notamment à cause de la présence de fissures en leur sein - le comportement des roches est sensible à une pression de confinement.

Certains auteurs [2.6] [2.10] , travaillant avec des pressions de confinement supérieures à 5 000 bars, ont constaté que le module d'élasticité des roches à structure statistiquement isotrope augmentait avec la pression de confinement dans une première phase, puis diminuait lorsque cette pression était très élevée (1).

Néanmoins, dans le domaine pratique qui nous intéresse, seules des pressions de confinement relativement faibles peuvent être rencontrées ($\sigma_2, \sigma_3 = 200$ bars). Nous nous intéresserons donc à une plage de pressions de confinement inférieures à 1 000 bars.

Nous avons déjà fait la distinction entre comportement élastique fragile et comportement élastique plastique. Voyons l'influence de la pression de confinement sur la

(1) Le récent catalogue diffusé par le Comité Français de Mécanique des Roches et regroupant les résultats de la détermination des caractéristiques mécaniques de roches types cite des exemples où E diminue dès 500 bars.

déformation de deux roches dont le comportement est caractéristique de chacun des deux types : les phyllades de Revin pour le premier, les marnes de Sisteron pour le second.

a/ Cas des phyllades de Revin :

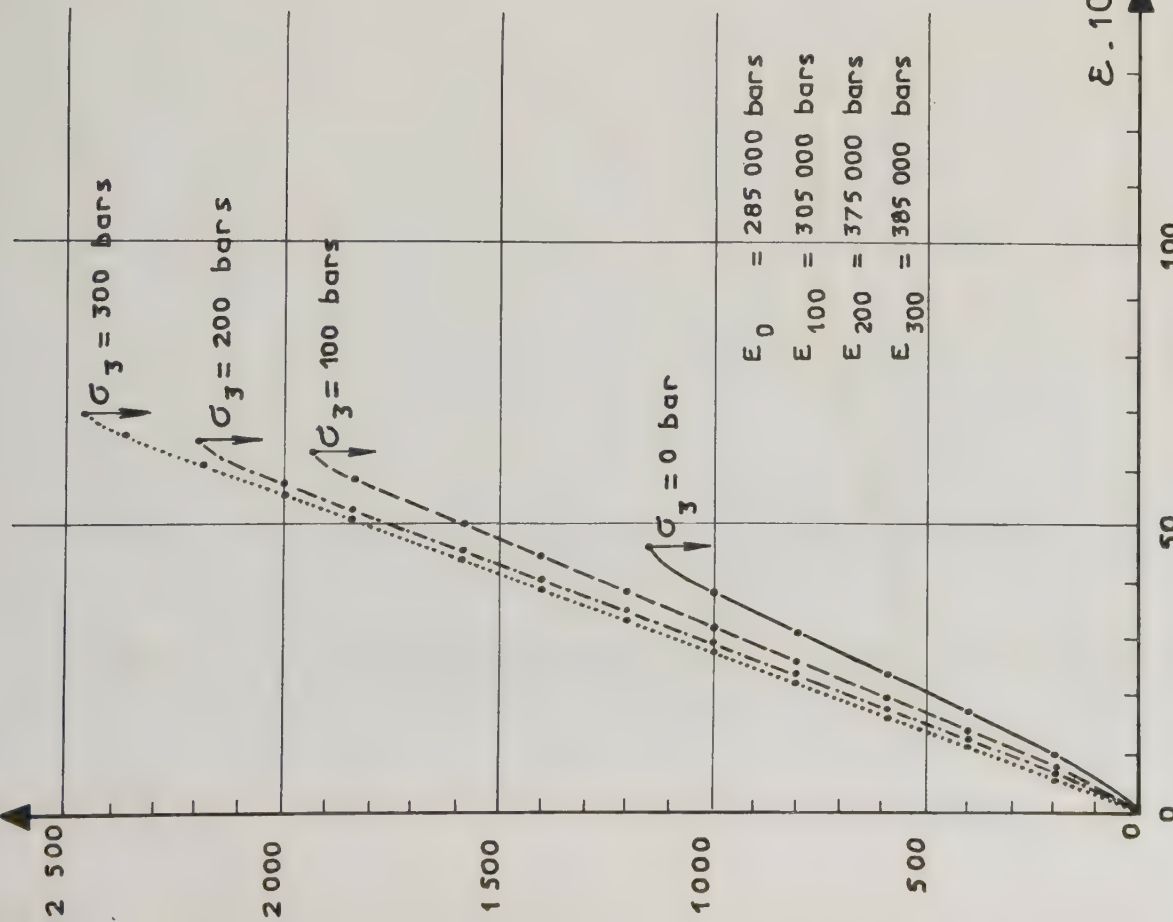
Nous avons vu que les phyllades de Revin présentaient une anisotropie des modules importante en compression monoaxiale, suivant que l'effort était dirigé perpendiculairement ou parallèlement aux plans de schistosité. Cette anisotropie persiste en compression triaxiale.

Lorsque la direction de la contrainte principale majeure σ_1 est perpendiculaire aux plans de discontinuité, les minéraux et les fissures majeures sont situés dans des plans parallèles à σ_2 et σ_3 . La rigidité du squelette de la roche n'est alors pratiquement pas modifiée (fig. 2.18a). Le module d'élasticité de la roche croît très légèrement avec la pression de confinement (fig. 2.19).

Lorsque la direction de la contrainte principale majeure σ_1 est parallèle aux plans de discontinuité, la pression de confinement tend à resserrer les fissures majeures et à augmenter ainsi le module d'élasticité du matériau. La phase de raideur, qui était caractéristique en compression monoaxiale, disparaît totalement pour une pression de confinement peu élevée (fig. 2.18b) de l'ordre de 50 bars. Il semble que ce comportement soit lié à une précontrainte naturelle subie par la roche au cours de son histoire géologique, la phase de raideur observée en compression monoaxiale prenant également fin pour un effort de 50 à 100 bars.

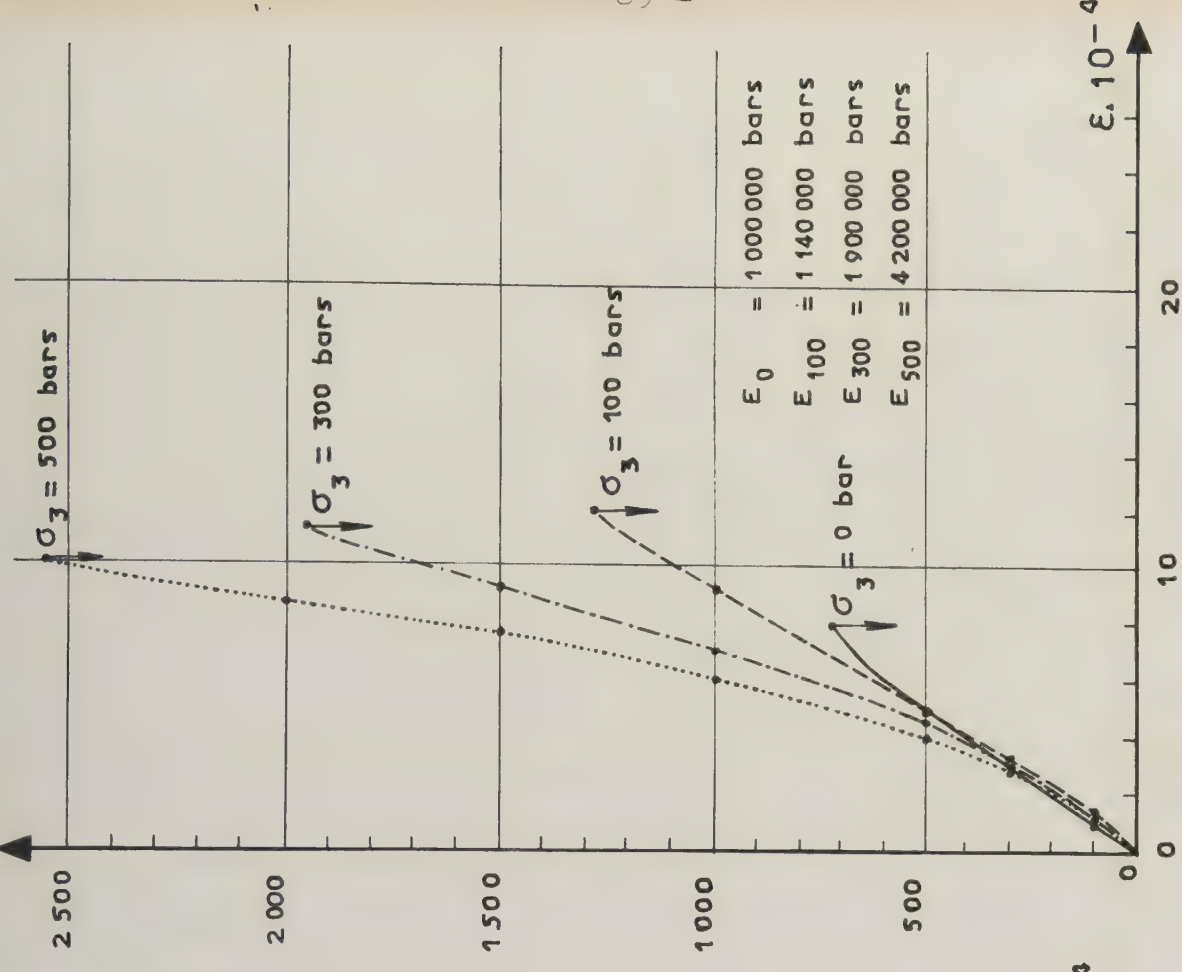
Contrairement au cas précédent, le module d'élasticité de la roche croît de manière plus sensible avec la pression

$\sigma_1 - \sigma_3$ bars



a/ Contrainte principale majeure
perpendiculaire à la schistosité
($\alpha = 0^\circ$)

$\sigma_1 - \sigma_3$ bars



b/ Contrainte principale majeure
parallèle à la schistosité
($\alpha = 90^\circ$)

Fig. 2.18 - Courbes de déformation longitudinale en
compression triaxiale. Phyllades de Revin.

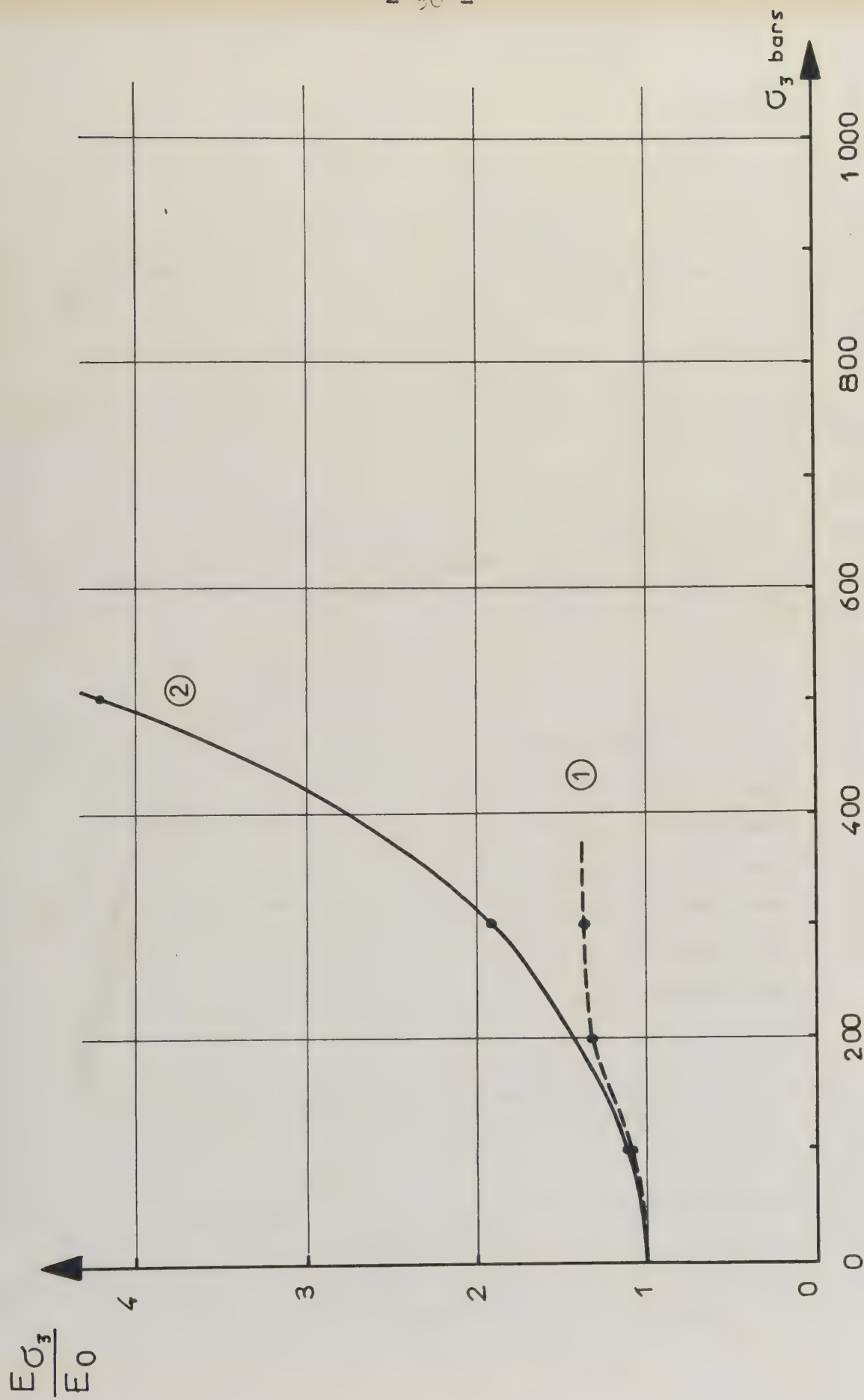


Fig. 2.19 - Variations du rapport des coefficients $\frac{E\sigma_3}{E_0}$ en fonction de la pression de confinement σ_3 . Phyllades de Revin.

- 1 - Contrainte principale majeure σ_1 perpendiculaire à la schistosité ($\alpha = 90^\circ$)
- 2 - Contrainte principale majeure σ_1 parallèle à la schistosité ($\alpha = 0^\circ$)

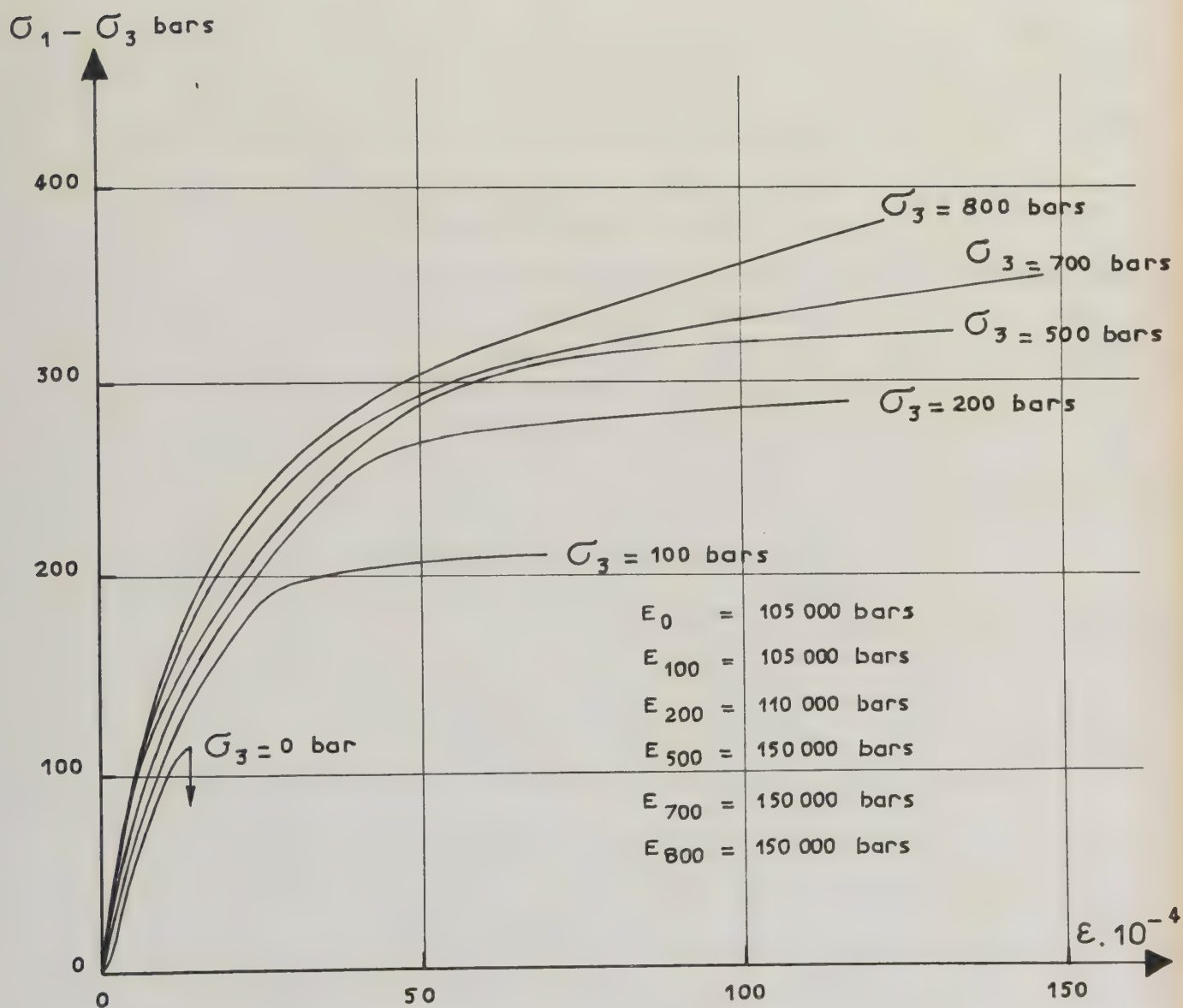


Fig. 2.20 - Courbes de déformation longitudinale en compression triaxiale. Marnes de Sisteron saturées. Contrainte principale majeure σ_1 perpendiculaire aux plans de stratification ($\alpha = 0^\circ$).

de confinement (fig. 2.19), puisque celle-ci resserre la structure de la roche. On devra donc tenir compte de ces variations très sensibles du module d'élasticité dans les problèmes relatifs à des travaux de grandes profondeurs ou dans des zones où des contraintes d'origine tectonique persistent puisque l'anisotropie du module élastique E_α y sera accrue par la pression de confinement.

b/ Cas des marnes de Sisteron :

Les roches à comportement élastique plastique, comme les marnes de Sisteron lorsqu'elles sont soumises à une pression de confinement, présentent une phase de déformations élastiques au début de la compression. L'influence de la pression de confinement sur la pente des courbes de déformation longitudinale est en général moins importante pour de telles roches qu'elle ne l'est pour les roches qui possèdent un comportement élastique fragile.

Ce phénomène est sans doute lié à la pétrographie des deux types de roches, les unes étant constituées de minéraux déformables et possédant une texture relativement lâche, les autres, moins poreuses et plus indurées, étant constituées de minéraux aux constantes élastiques plus élevées.

Les parties linéaires des courbes de déformation longitudinale des marnes de Sisteron soumises à une compression triaxiale (fig. 2.20) présentent des pentes assez proches lorsque l'on fait varier la pression de confinement σ_3 , puis se confondent à partir d'une certaine valeur de celle-ci. Les variations du module d'élasticité E_3 (fig. 2.21) sont alors assez faibles lorsque σ_3 varie de 0 à 800 bars.

Contrairement à l'exemple précédent, l'anisotropie du module élastique E_α des marnes de Sisteron n'est pas accrue

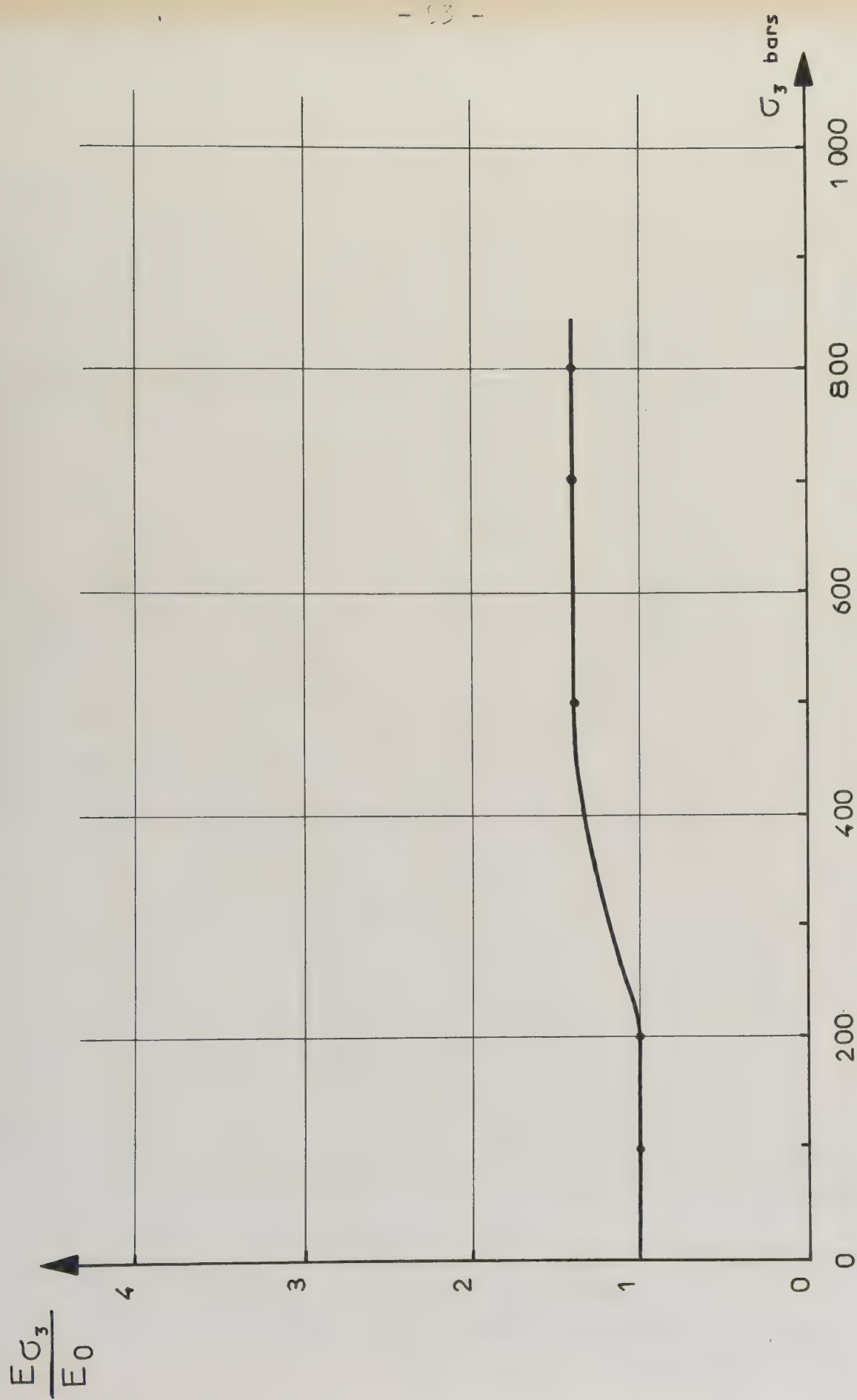


Fig. 2.21 - Variations du rapport des coefficients $\frac{E\sigma_3}{E_0}$ en fonction de la pression de confinement σ_3 . Barnes de Bisteron. Contrainte principale majeure perpendiculaire à la stratification ($\alpha = 0^\circ$).

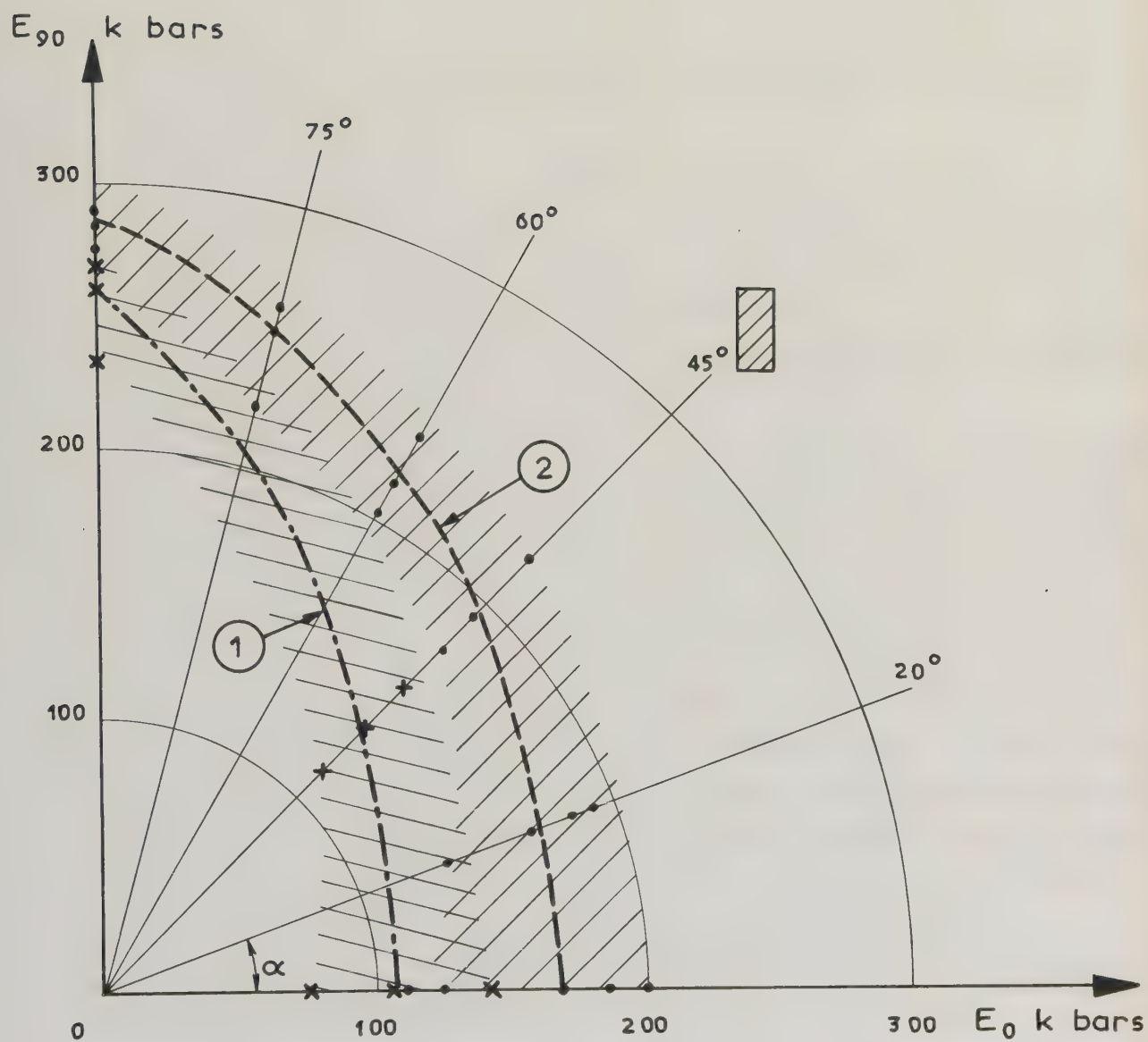


Fig. 2.22 - Variations du module élastique E_{α} des marnes de Sisteron saturées.
 1 - Compression triaxiale : $\sigma_2 = \sigma_3 = 50$ bars
 2 - Compression triaxiale : $\sigma_2 = \sigma_3 = 200$ bars

par la pression de confinement, mais quelque peu diminuée (fig. 2.22) et la dispersion des résultats, liée essentiellement à des variations concernant les caractéristiques structurales (fissures majeures) ne semble pas décroître de manière sensible avec la pression de confinement.

II.4.3 - Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions :

L'analyse de l'influence relative de chacune des familles structurales d'une roche à anisotropie planaire discontinue dans deux directions sur ses caractéristiques de déformabilité paraît assez difficile. C'est pourquoi nous avons choisi d'étudier les caractéristiques de déformabilité de la structure de tels matériaux.

Nous avons ainsi enregistré les déformations présentées par 3 lots d'éprouvettes de schistes du Cheylas orientées de manière simple par rapport à l'effort. Dans le premier lot d'éprouvettes, la direction de l'effort était parallèle à la bissectrice extérieure des dièdres matérialisés par les deux familles de discontinuités ($\alpha = \beta = 30^\circ$), c'est-à-dire parallèle à l'axe 3 du trièdre de référence structurale ; dans le deuxième lot, la direction de l'effort était parallèle à la bissectrice intérieure des dièdres matérialisés par les deux familles de discontinuités ($\alpha = \beta = 60^\circ$), c'est-à-dire parallèle à l'axe 2 du trièdre de référence ; dans le troisième lot, l'effort était parallèle à la linéation ($\alpha = \beta = 90^\circ$), c'est-à-dire parallèle à l'axe 1 du trièdre de référence.

II.4.3.1 - Déformations en compression mono-axiale :

a/ Effort parallèle à l'axe 3 du trièdre de référence
($\alpha = \beta = 30^\circ$).

Les phénomènes analysés sur les schistes du Cheylas sont de même nature (fig. 2.23) que ceux que nous avons observés sur les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction soumises à un effort oblique ($\alpha = 30^\circ$) par rapport aux plans de discontinuités.

On note en effet sur les courbes de déformation longitudinale une phase de serrage de la structure en partie irréversible, caractérisée également par des déformations transversales assez faibles. Une partie de l'énergie accumulée dans les échantillons entraîne la fermeture des fissures majeures des deux familles de discontinuités. On remarquera que les redans dissymétriques que présentent les plans de schistosité sont orientés dans ce cas de telle façon qu'ils ne s'opposent pas au glissement suivant ces discontinuités.

La phase de serrage de la structure est suivie d'une phase de déformations élastiques caractérisée par une grande hystérésis des cycles de charge et de décharge. Celle-ci est liée sans doute aux phénomènes de glissement (1) dans les deux familles de discontinuités.

Dans ce cas, la diminution de volume des échantillons est considérable puisqu'elle est liée aux phénomènes de fermeture des fissures majeures dans les deux familles de discontinuités et aux phénomènes de glissement dans ces plans.

Les phénomènes de glissement sont caractérisés tout particulièrement par l'anisotropie des déformations transversales qui, lorsqu'elles sont mesurées parallèlement à la

(1) Ce terme est à prendre ici dans le sens déplacement relatif.

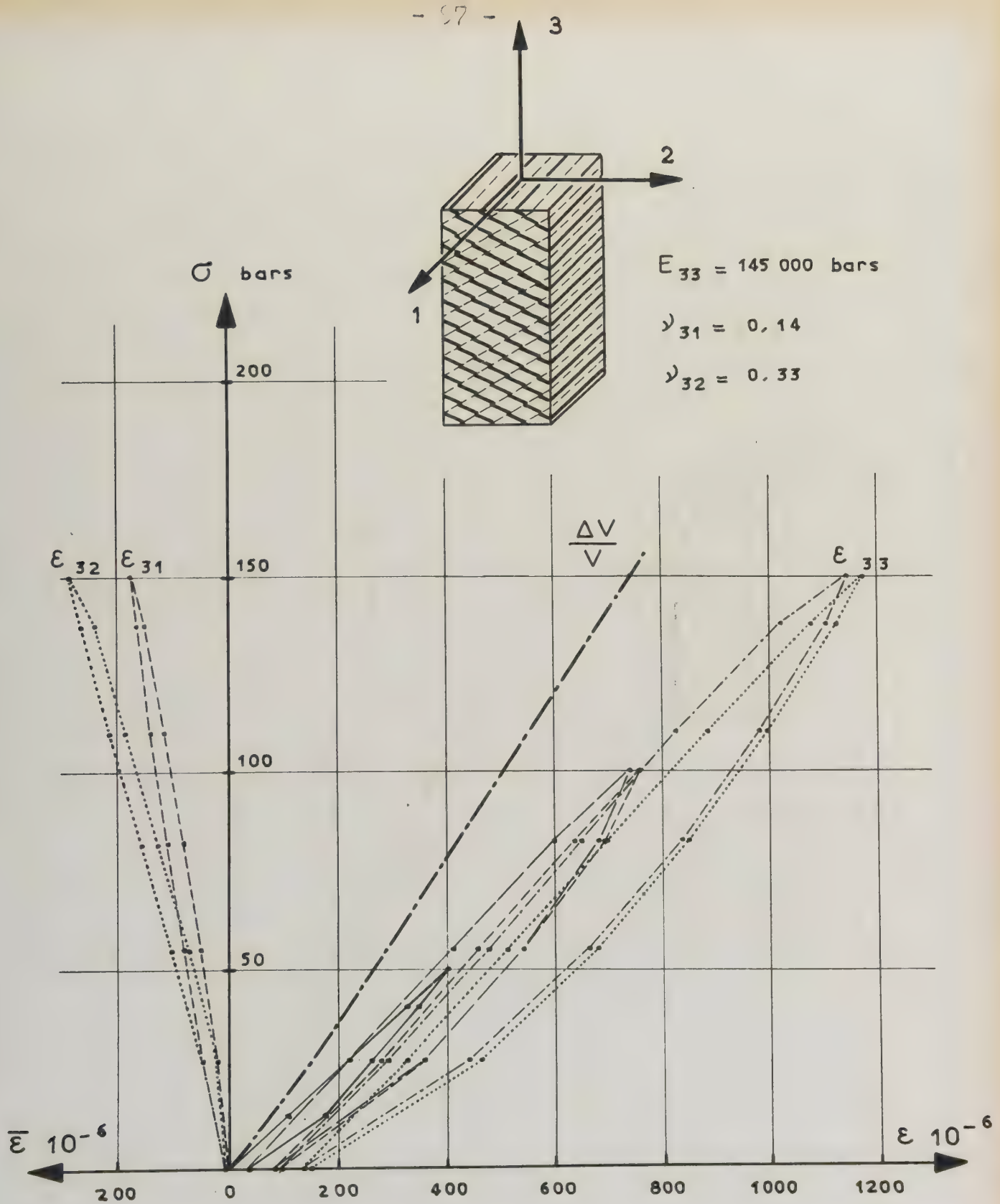


Fig. 2.23 - Courbes de déformation en compression mono-
 axiale. Schistes du Cheylas. Effort paral-
 lèle à l'axe 3 de la structure ($\alpha = \beta = 30^\circ$).

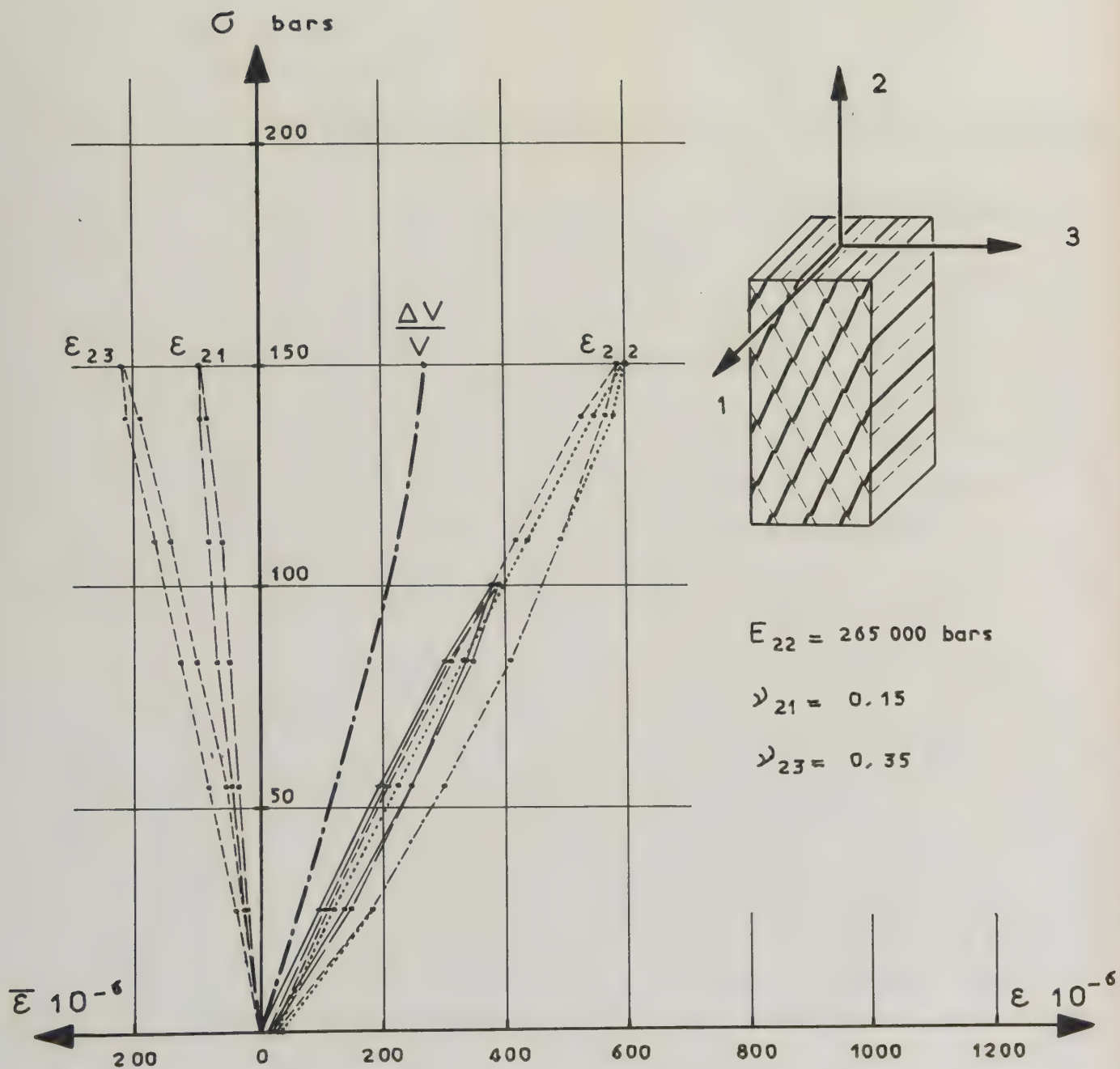


Fig. 2.24 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Schistes du Cheylas. Effort parallèle à l'axe 2 de la structure ($\alpha = \beta = 60^\circ$).

linéation, possèdent un coefficient $\nu_{31} = 0,14$, alors que mesurées perpendiculairement à la linéation, le coefficient devient très grand : $\nu_{32} = 0,33$. Le module d'élasticité mesuré dans la direction de l'effort est alors $E_{33} = 145\ 000$ bars.

b/ Effort parallèle à l'axe 2 du trièdre de référence
($\alpha = \beta = 60^\circ$).

Lorsque l'effort est orienté dans la direction de la bissectrice intérieure des dièdres matérialisés par les deux familles de discontinuités; les redans dissymétriques que présentent les plans de schistosité sont disposés de telle manière qu'ils s'opposent au glissement dans cette famille de discontinuités. Les phénomènes de glissement dans ces plans sont alors accompagnés du cisaillement des redans, comme le montrent les surfaces de rupture en compression monoaxiale (voir chapitre suivant).

Les conditions de glissement dans les joints de stratification demeurent quant à elles, inchangées.

Les courbes de déformation montrent une phase de raideur de la structure au début de la compression (fig. 2.24), ce qui tend à prouver que la fermeture des fissures majeures et le tassement dû au glissement dans les plans de discontinuité sont des phénomènes de très faible ampleur. Les déformations longitudinales et transversales croissent ensuite et prennent une allure linéaire au cours de la phase de déformation élastique, au cours de laquelle le glissement semble encore très faible. Le module élastique dans la direction de l'effort est en effet plus élevé que dans le cas précédent : $E_{22} = 265\ 000$ bars, alors que les coefficients de déformation transversale sont identiques $\nu_{21} = 0,1$ et $\nu_{23} = 0,35$.

Les variations de volume, enfin, sont beaucoup plus faibles que précédemment, comme l'est l'hystérésis des cycles de compression.

d/ Effort parallèle à la linéation ($\alpha = \beta = 90^\circ$).

Dans ce cas encore, on peut faire un rapprochement entre la nature des phénomènes de déformation observés sur les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction et ceux que montrent les schistes du Cheylas (fig. 2.25).

Les courbes de déformation longitudinale sont en effet parfaitement semblables (phase de raideur importante, suivie d'une phase de déformation élastique), tandis que les courbes de déformation transversale mesurées parallèlement aux directions 2 et 3 du trièdre de référence sont grandement influencées par l'ouverture des fissures majeures des deux familles de discontinuités : $\nu_{12} = 0,29$ et $\nu_{13} = 0,33$. On observe également, contrairement à ce que montraient les phyllades de Revin, une légère décroissance du volume en cours de compression, liée sans doute à la pétrographie des schistes du Cheylas, plus qu'à leur structure.

On peut donc constater une assez grande similitude dans les phénomènes de déformations observées sur les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction ou dans deux directions. Il est cependant évident que la présence de rodons dans l'une des familles de discontinuités modifie quelque peu les phénomènes de glissement la caractérisant, et qu'il faudra toujours tenir compte du sens du glissement dans de tels plans de discontinuité.

II.4.3.2 - Influence de la pression de confinement sur les déformations :

L'influence de la pression de confinement sur les déformations longitudinales des schistes du Cheylas est

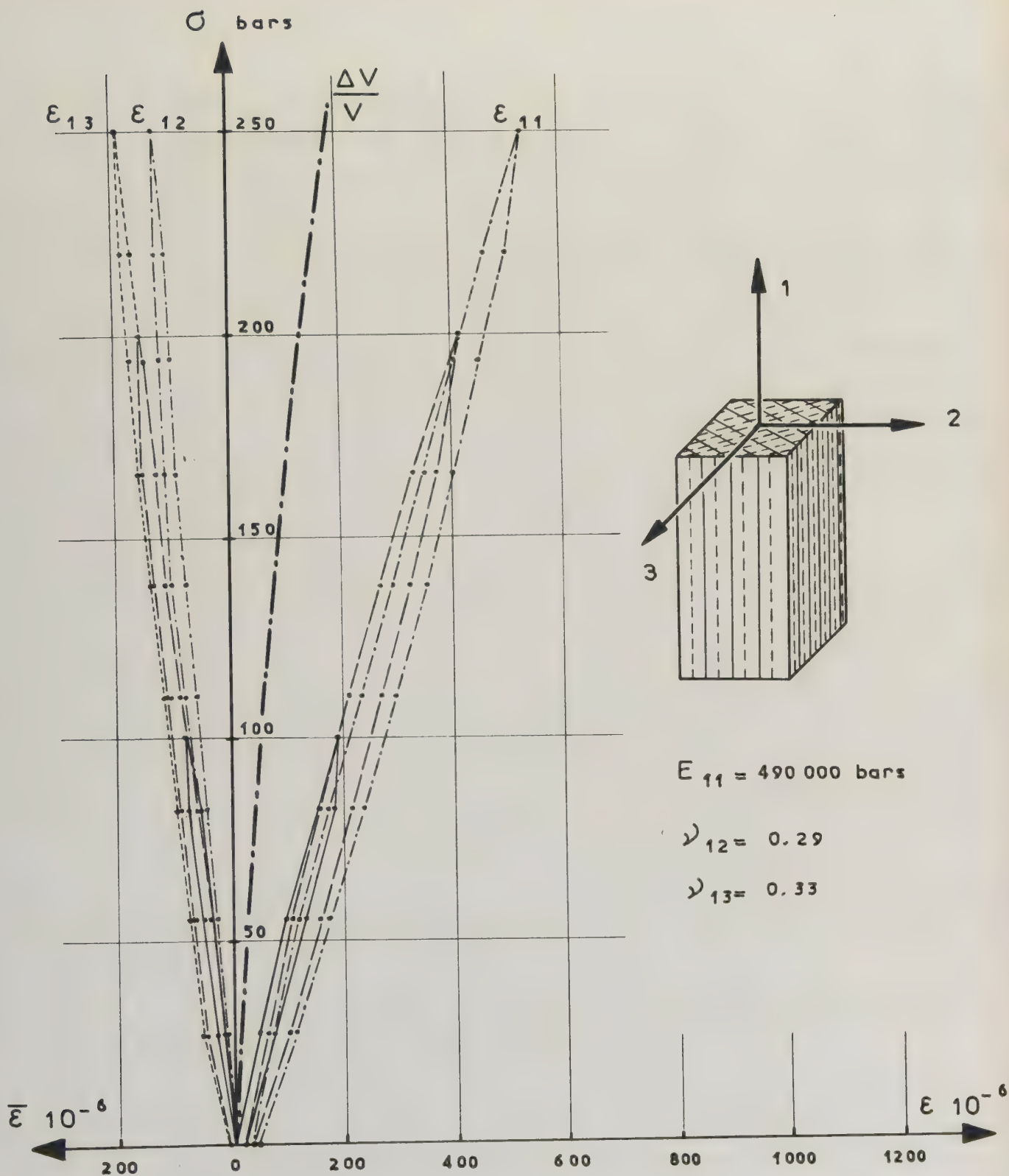


Fig. 2.25 - Courbes de déformation en compression mono-axiale. Schistes du Cheylas. Effort parallèle à la linéation (axe 1 de la structure) ($\alpha = \beta = 90^\circ$).

assez variable suivent l'orientation du tenseur contraintes par rapport à la structure de ce matériau. Elle est également très importante sur le comportement du matériau, comme nous allons le voir dans ce qui suit.

a/ Contrainte principale majeure parallèle à l'axe 3 de la structure ($\alpha = \beta = 30^\circ$).

Les schistes du Cheylas ainsi sollicités présentent des déformations de matériaux à comportement élastique fragile en-deçà d'une pression de confinement de 300 bars. Puis, des déformations de type élastique plastique, accompagnées d'une rupture plastique des échantillons, apparaissent à partir de cette valeur.

L'influence de la pression de confinement sur le coefficient d'élasticité $E(\sigma_3)$ est alors de même type que celle que nous avons pu observer pour les marnes de Sisteron (fig. 2.26). La valeur du module d'élasticité croît lentement avec la pression de confinement, pour devenir constante à partir de $\sigma_3 = 600$ bars (fig. 2.27). Il est intéressant de noter que là encore, la différence de comportement du matériau en-deçà et au-delà de la pression de confinement $\sigma_3 = 300$ bars se traduit par un point d'inflexion sur la courbe de variations du coefficient $E(\sigma_3)$, la structure du matériau semblant remaniée pour des pressions de confinement assez élevées.

b/ Contrainte principale majeure parallèle à l'axe 2 de la structure ($\alpha = \beta = 60^\circ$).

L'influence de l'orientation du tenseur contraintes par rapport à la structure des matériaux à anisotropie planaire discontinue sur leurs caractéristiques de déformation et leur comportement est ici évidente. En effet, les mesures effectuées sur ce lot d'échantillons nous ont permis de constater

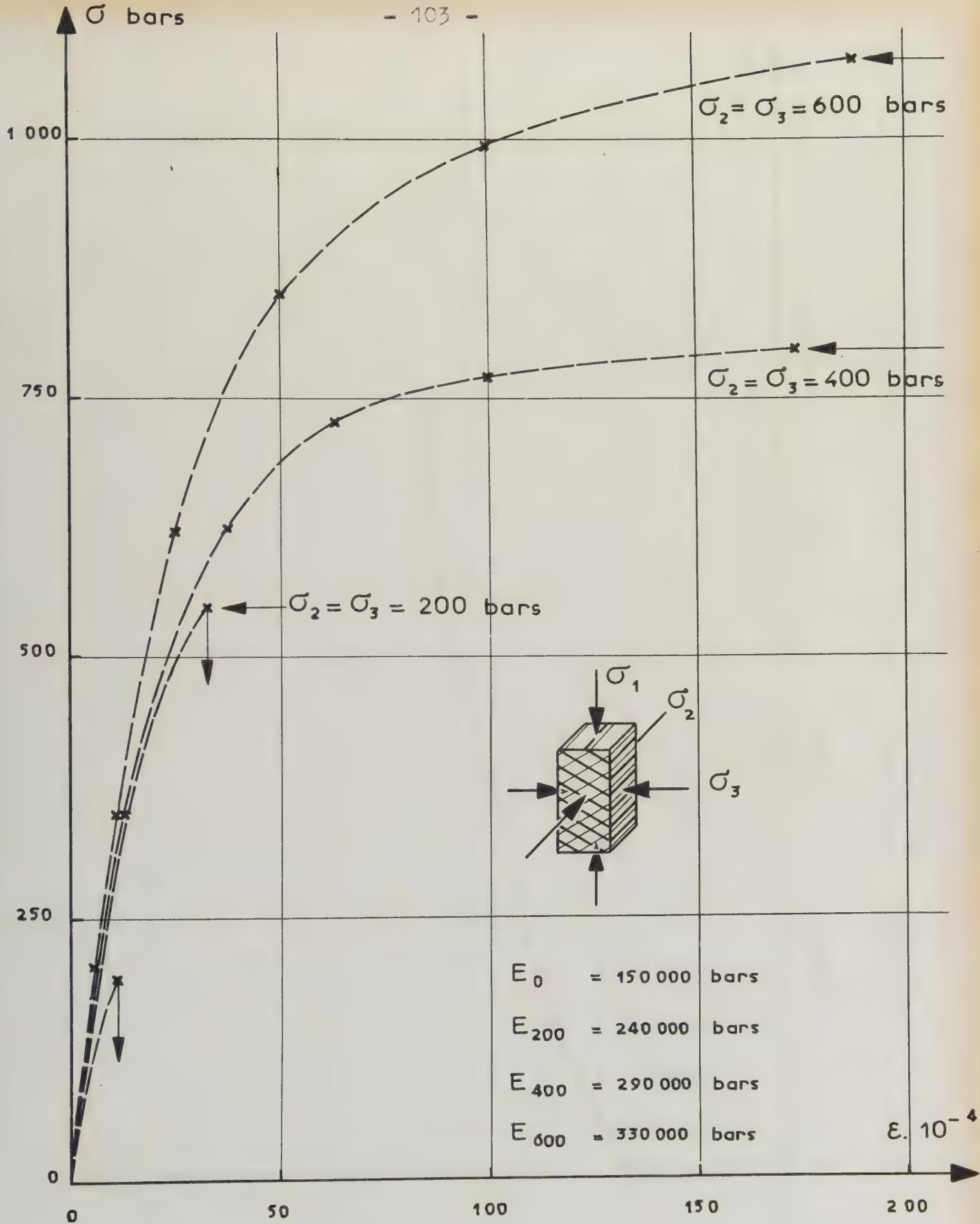


Fig. 2.26 - Courbes de déformation en compression triaxiale. Schistes du Cheylas. Contrainte principale majeure parallèle à l'axe 3 de la structure ($\alpha = \beta = 30^\circ$).

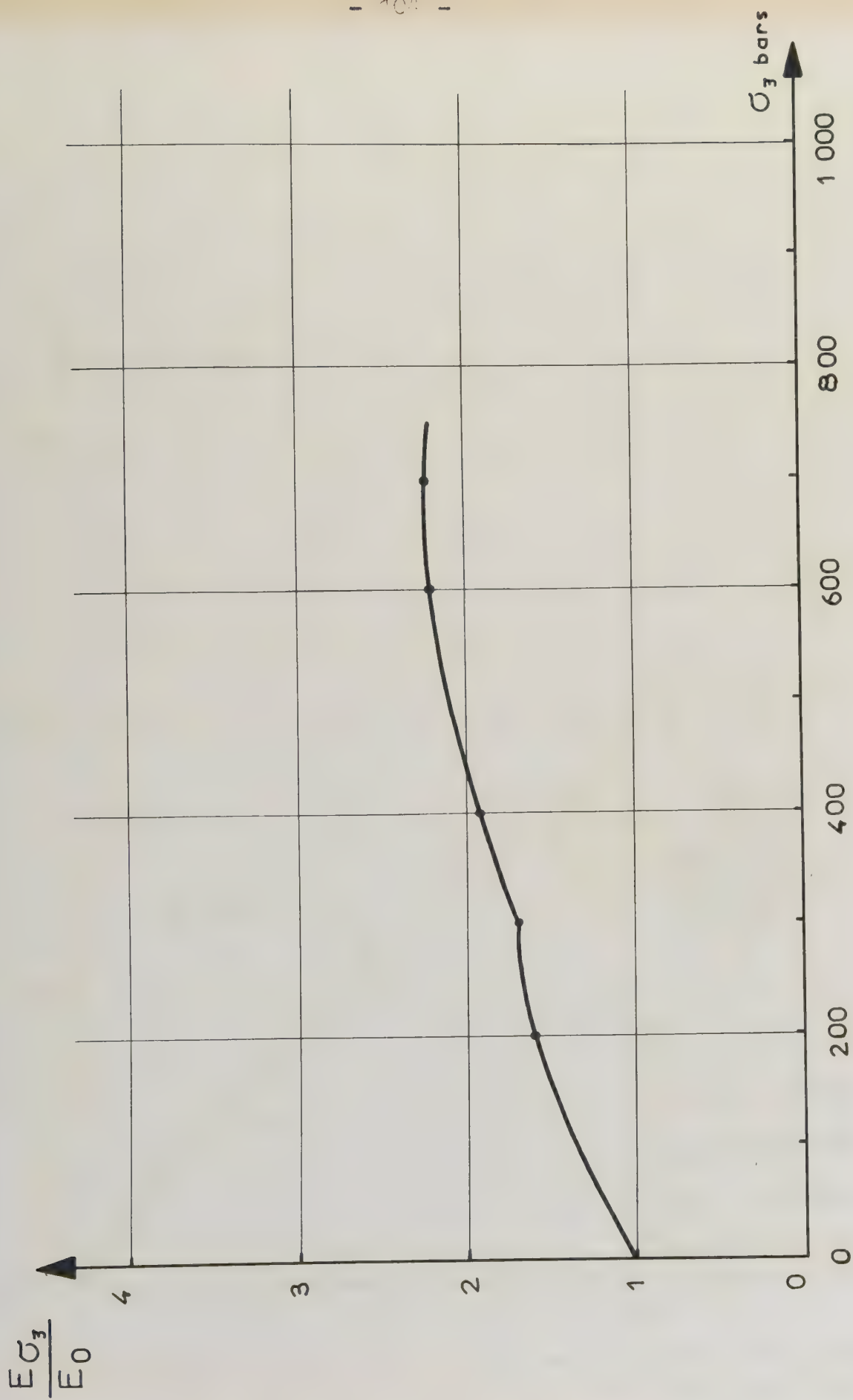


Fig. 2.27 - Variations du rapport des coefficients $\frac{E\sigma_3}{E_0}$ en fonction de la pression de confinement σ_3 . Schistes du Cheylas. Contrainte principale majeure parallèle à l'axe 3 de la structure.

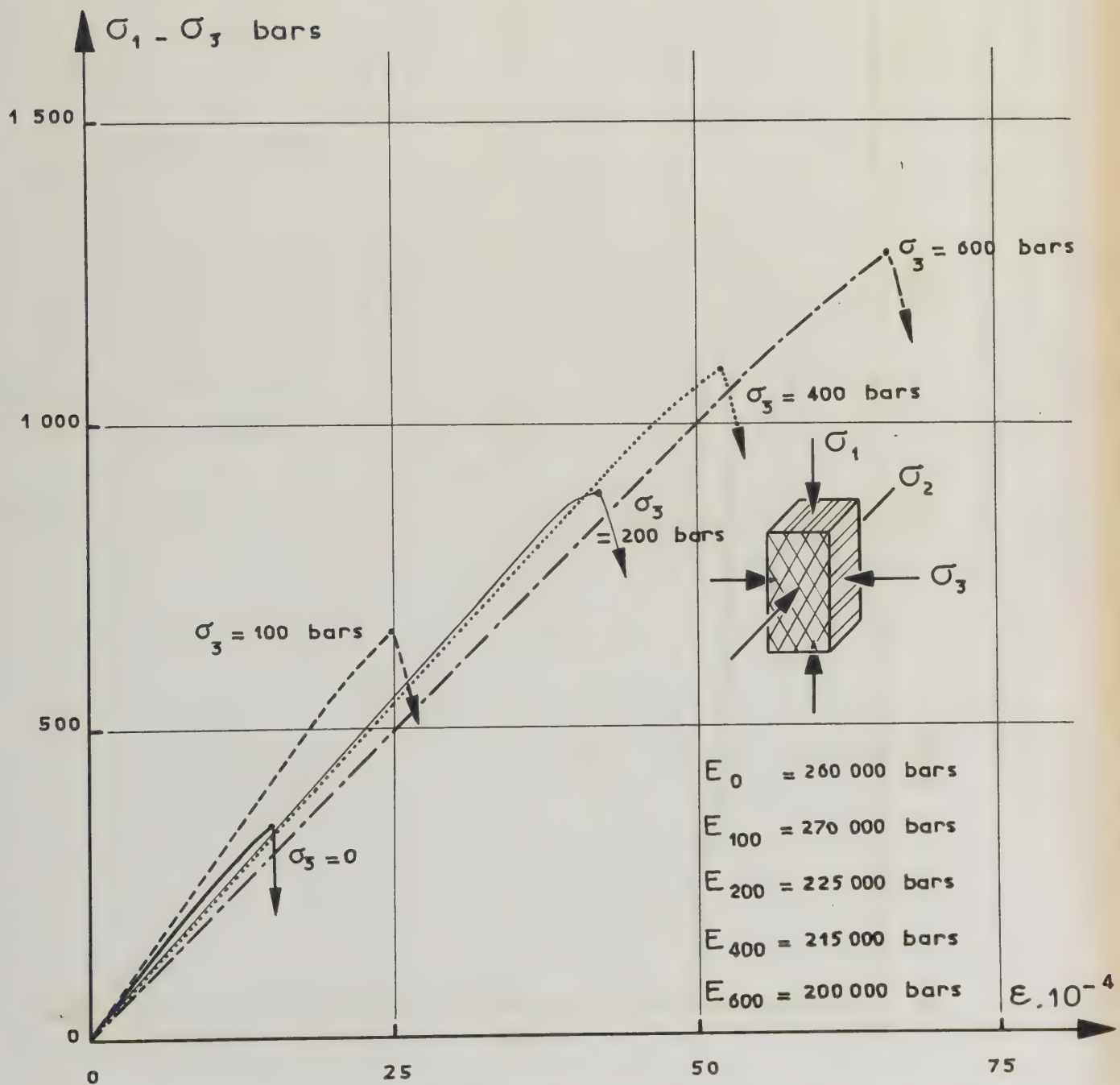


Fig. 2.28 - Courbes de déformation en compression triaxiale. Schistes du Cheylas. Contrainte principale majeure parallèle à l'axe 2 de la structure ($\alpha = \beta = 60^\circ$).

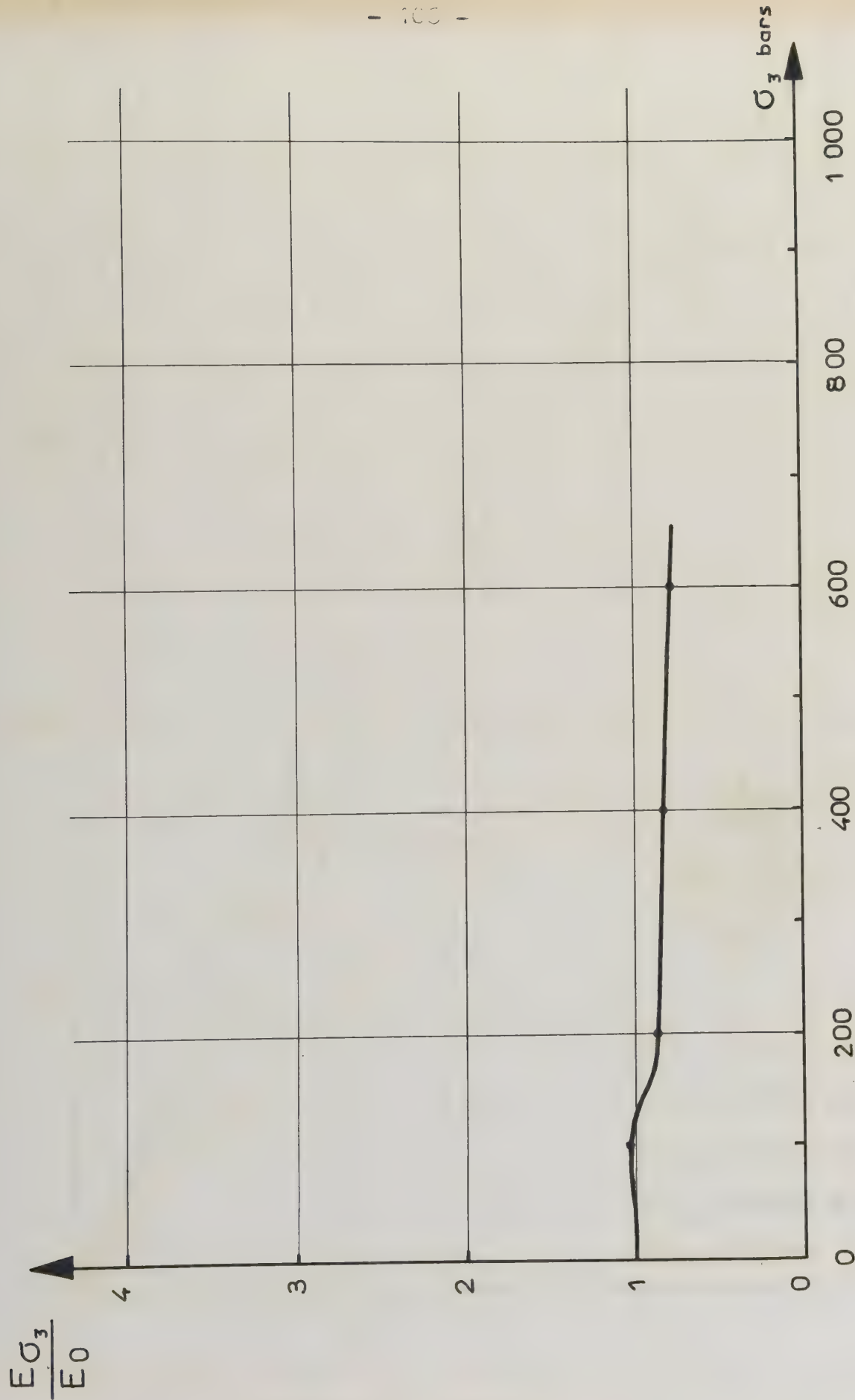


Fig. 2.29 - Variations du rapport des coefficients $\frac{E\sigma_3}{E_0}$ en fonction de la pression de confinement σ_3 .

Schistes du Cheylas. Contrainte principale majeure parallèle à l'axe 2 de la structure.

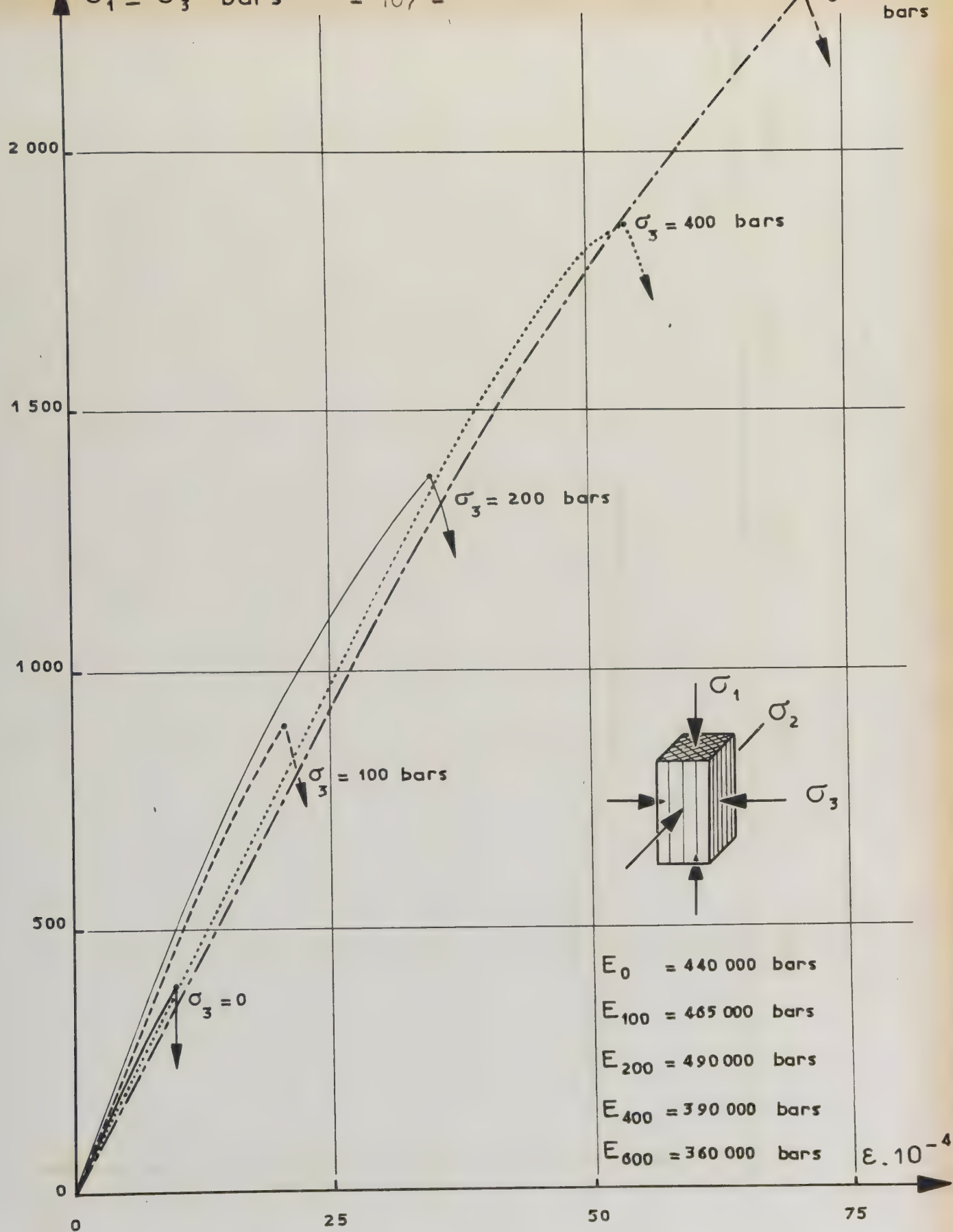


Fig. 2.30 - Courbes de déformation en compression triaxiale - Schistes du Cheylas - Contrainte principale majeure parallèle à la linéation ($\alpha = \beta = 90^\circ$).

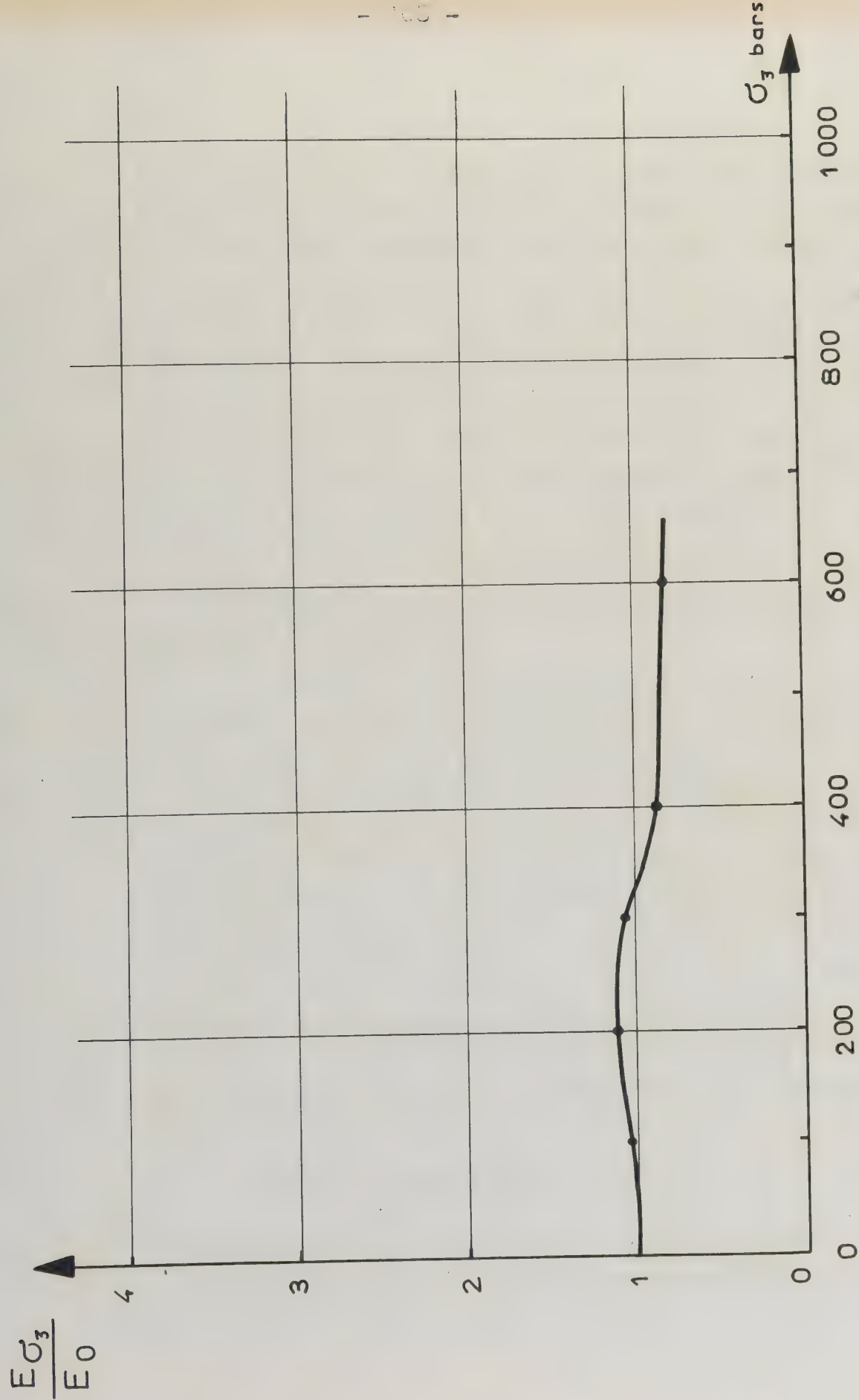


Fig. 2.31 - Variations du rapport des coefficients $\frac{E\sigma_3}{E_0}$ en fonction de la pression de confinement σ_3 . Schistes du Cheylas. Contrainte principale majeure parallèle à la linéation.

que les schistes du Cheylas ainsi orientés présentaient encore un comportement élastique fragile pour des pressions de confinement atteignant 700 bars (fig. 2.28).

Cette différence de comportement avec les éprouvettes du lot précédent se marque sur les variations du module élastique $E(\sigma_3)$ qui croît légèrement jusqu'à $\sigma_3 = 100$ bars, puis décroît constamment jusqu'à $\sigma_3 = 700$ bars (fig. 2.29). Ceci tend à prouver qu'une faible pression de confinement conduit à un remaniement important de la structure des schistes du Cheylas, très marquée par l'existence des deux familles de discontinuité.

c/ Contrainte principale majeure parallèle à la linéation ($\alpha = \beta = 90^\circ$).

Les phénomènes observés sur les éprouvettes du lot précédent semblent se répéter lorsque la contrainte principale majeure est parallèle aux deux familles de discontinuités. La phase de déformation élastique est en effet très étendue (fig. 2.30), mais lorsque la pression de confinement croît au-delà de 200 bars, la pente des courbes de déformation et le coefficient d'élasticité $E(\sigma_3)$ décroissent (fig. 2.31).

Là encore, la pression de confinement entraîne un remaniement important de la structure du matériau qui ne se traduit pas par un comportement élastique plastique, mais par une baisse sensible du coefficient de déformabilité longitudinale $E(\sigma_3)$.

II.4.4 - Conclusion.

Il apparaît, à la lumière des observations qui précèdent, que les phénomènes de déformation avant la rupture

des matériaux à anisotropie planaire discontinue peuvent être très variables suivant la nature et l'orientation de la sollicitation par rapport à la structure du matériau. Leur analyse permet d'expliquer aisément l'origine de l'anisotropie des constantes élastiques de telles roches.

L'étude des déformations des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction soumises à une compression monoaxiale nous a amenés à distinguer trois types de phénomènes caractéristiques de l'évolution de ces matériaux en cours de compression, qui dépendent de l'orientation de l'effort par rapport à la structure.

- Lorsque la direction de l'effort est proche de la normale aux plans de discontinuité, les échantillons présentent de très grandes diminutions de volume en cours de compression. Celle-ci entraîne en effet un important tassement des fissures majeures n'affectant que les déformations longitudinales, tandis que l'anisotropie très faible des coefficients de déformation transversale n'est due qu'à l'existence de la linéation.

- Lorsque la direction de l'effort est oblique par rapport aux discontinuités, les échantillons présentent des diminutions de volume moins importantes. Le tassement des fissures majeures affecte en effet les déformations longitudinales et les déformations transversales. Il y a alors glissement face contre face des fissures majeures.

- Le tassement décroît cependant peu à peu avec l'angle que fait la direction de l'effort avec les discontinuités, pour devenir inexistant, puis se transformer en ouverture des fissures majeures, lorsque la direction de l'effort est

parallèle aux plans de discontinuité. La diminution de volume des échantillons en cours de compression est alors très faible ou nulle. Lorsque les fissures sont allongées dans la direction de l'effort, il y a même dilatance des échantillons (effort parallèle à la linéation).

Les roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions présentent, quant à elles, des phénomènes qui sont généralement du deuxième type puisqu'une famille au moins de leurs discontinuités est toujours oblique par rapport à la direction de l'effort monoaxial. Cependant, lorsque la direction de l'effort est proche de celle de la linéation, la nature des phénomènes accompagnant la compression est du troisième type décrit précédemment. On peut donc penser que pour cette catégorie de roches, l'écart entre les modules $E_{\alpha z}$ extrêmes est plus faible que celui que présentent les roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction (1).

L'influence de la pression de confinement sur les caractéristiques de déformation des roches à anisotropie planaire discontinue soumises à une compression triaxiale est également très variable en fonction de l'orientation du tenseur contraintes par rapport aux discontinuités. Nous avons en effet constaté que la pression de confinement avait tendance à augmenter l'écart entre les modules $E_{\alpha z}$ extrêmes des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

(1) Il ne faut pas oublier que l'écart entre les modules extrêmes $E_{\alpha z}$ des matériaux rocheux est également lié à la nature pétrographique de leurs minéraux et à la texture de la roche.

Il est apparu cependant que si la pression de confinement modifiait peu les phénomènes d'évolution de la structure des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction soumises à une compression triaxiale, elle semble modifier plus profondément ceux que présentent les roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions. L'existence de deux familles de discontinuité paraît en effet favoriser une "désagrégation" de la structure de tels matériaux.

Néanmoins, on peut difficilement comparer les résultats concernant les phyllades de Revin et les schistes du Cheylas, roches caractéristiques des deux types dont nous étudions les propriétés mécaniques. En effet, si l'on a pu comparer le comportement de chacun des deux matériaux soumis à un état de contrainte particulier, il nous a été impossible de pondérer l'influence de l'existence d'une ou de deux familles de discontinuités sur les caractéristiques mécaniques des matériaux rocheux car la nature minéralogique, la texture et la porosité de ces deux roches sont extrêmement éloignées.

II. 5 - DÉPLACEMENT DANS LA ZONE DE CISAILLEMENT DES ROCHES À ANISOTROPIE PLANAIRE DISCONTINUE AU COURS D'ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT.

Il est bien reconnu que le tenseur contraintes est défini avec peu de précision dans l'essai de cisaillement direct [2.11], qu'il soit de type Lundborg ou de type Casagrande (voir en annexe : appareillage et mode opératoire). Cependant, comme nous le verrons dans le chapitre qui suit, ce type d'essais s'applique mieux que tout autre à la détermination des caractéristiques de glissement le long des discontinuités planaires des matériaux rocheux.

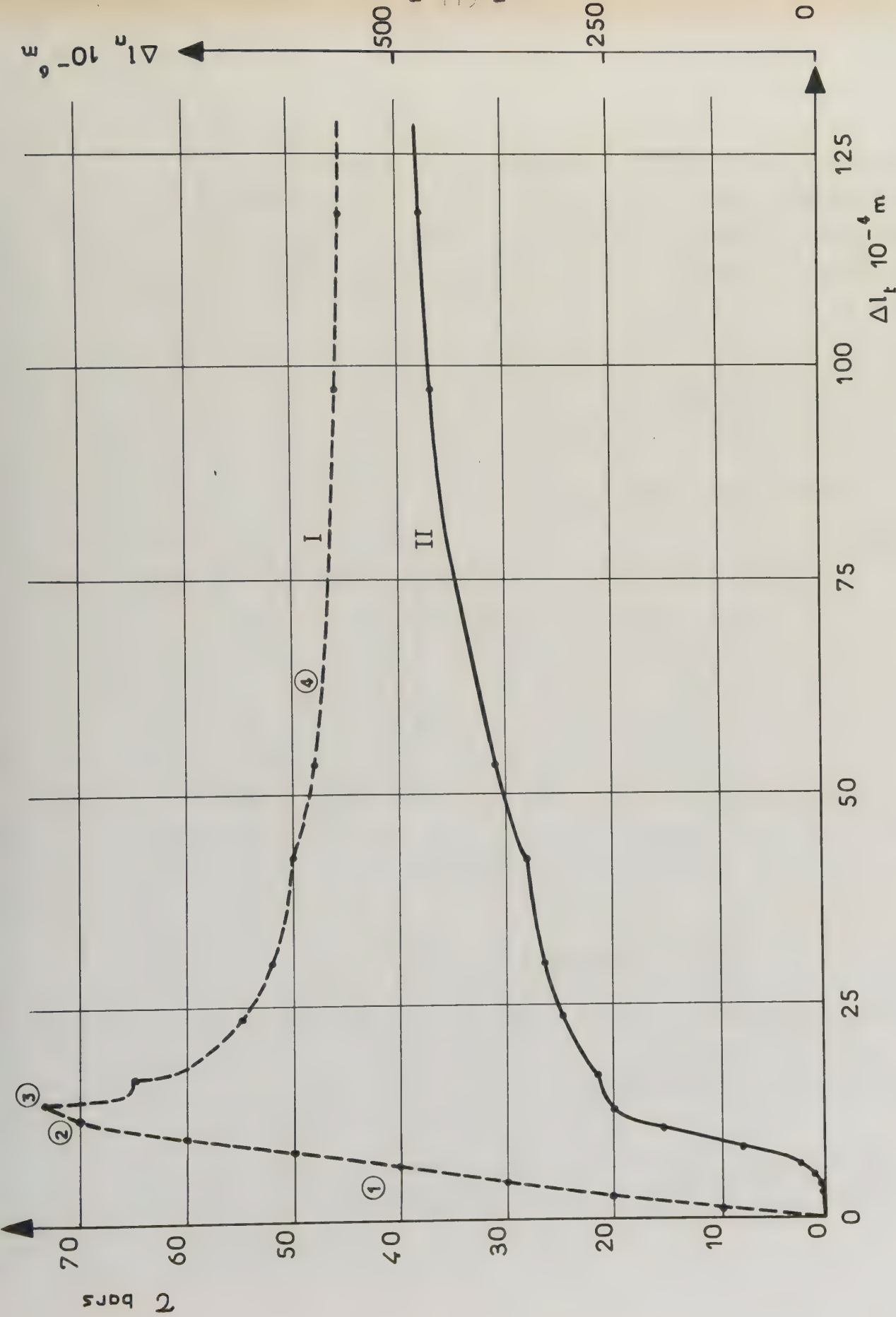


Fig. 4.22 - Courbes de déplacement en cours de cisaillement suivant un plan de stratification. Schistes du Cheylas. Déplacement perpendiculaire à la linéation.

La figure 2.32 illustre l'allure des déplacements accompagnant le cisaillement des roches fragiles. Elle est relative à une éprouvette de schistes du Cheylas cisailée suivant un plan de stratification, sous une contrainte normale de 50 bars. La direction de l'effort de cisaillement est parallèle à la linéation.

- La courbe I de déplacement tangentiel (Δl_t) présente toujours une phase de déformation élastique du matériau, rectiligne. Puis, un fléchissement rapide de la courbe, traduisant le développement des surfaces de glissement se termine par un pic qui caractérise la rupture (contrainte de cisaillement maximum). La phase correspondant au développement des surfaces de glissement peut être plus étendue lorsqu'il y a cisaillement suivant un plan non confondu avec une surface de discontinuité.

Il est intéressant de noter que l'allure des courbes de déplacement tangentiel en cours de cisaillement est semblable à celle que présentent les courbes de déformation longitudinale d'éprouvettes de roches à anisotropie planaire discontinue en compression monoaxiale lorsque la direction de l'effort est oblique par rapport aux discontinuités (fig. 2.11).

- La courbe II de déplacement normal au plan de cisaillement (Δl_n) montre une évolution rapide du déplacement dans cette direction avant la phase de développement des surfaces de glissement. Cette croissance est liée sans doute à la distorsion du matériau accompagnant la déformation de cisaillement.

Nous aurons l'occasion de revenir sur les phénomènes de déplacement postérieurs à la rupture par cisaillement du matériau.

La pente des courbes de déplacement tangentiel d'une roche à anisotropie planaire discontinue soumise à des essais de cisaillement direct varie avec l'orientation de l'effort de cisaillement par rapport aux discontinuités et la valeur de la contrainte normale de cisaillement. Cependant, les variations du coefficient de cisaillement μ_{mm} ne sont pas aussi importantes que celles des modules élastiques E_{mm} caractérisant les déformations longitudinales des roches en compression. De plus, il est apparu que notre mode de mesure des déplacements tangentiels intégrait toujours les phénomènes de tassement dans les zones de contact boîte - éprouvette et les phénomènes de flexion accompagnant la sollicitation des échantillons. C'est pourquoi nous ne donnerons pas d'exemple caractéristique des observations que nous avons pu faire. On peut cependant retenir que le coefficient mesuré perpendiculairement aux discontinuités est plus élevé que celui qui caractérise le déplacement parallèle aux plans de discontinuité. Ce coefficient croît également lorsque la contrainte normale de cisaillement croît.

II. 6 - DÉTERMINATION DES CONSTANTES ÉLASTIQUES DES ROCHES À ANISOTROPIE PLANAIRE DISCONTINUE DANS UNE DIRECTION.

Le problème du calcul des déplacements et des variations de contraintes autour des excavations souterraines, construites dans un milieu anisotrope supposé continu, exige la connaissance de la matrice des modules élastiques du milieu.

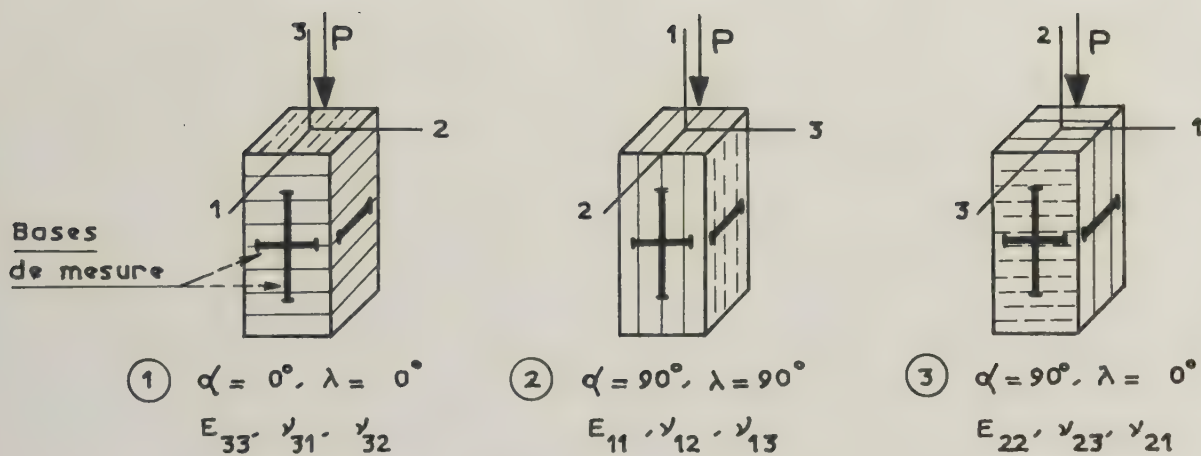
Les neuf coefficients de la matrice des modules élastiques des roches à symétrie orthorhombique comme les phyllades de Revin peuvent être assez aisément déterminés expérimentalement. La détermination des 15 coefficients de la matrice des modules élastiques des roches à symétrie monoclinique demande un nombre d'essais très important (1). De plus, son intérêt pratique n'est pas, pour l'instant, évident. C'est pourquoi nous ne traiterons pas ici ce problème bien particulier.

La détermination expérimentale des neuf coefficients de la matrice des roches à symétrie orthorhombique peut se faire uniquement à partir d'essais de compression monoaxiale, ou bien à partir d'essais de compression monoaxiale accompagnés d'essais de cisaillement direct. Nous allons présenter succinctement ces deux modes de déterminations puis montrer les résultats de leur application aux phyllades de Revin.

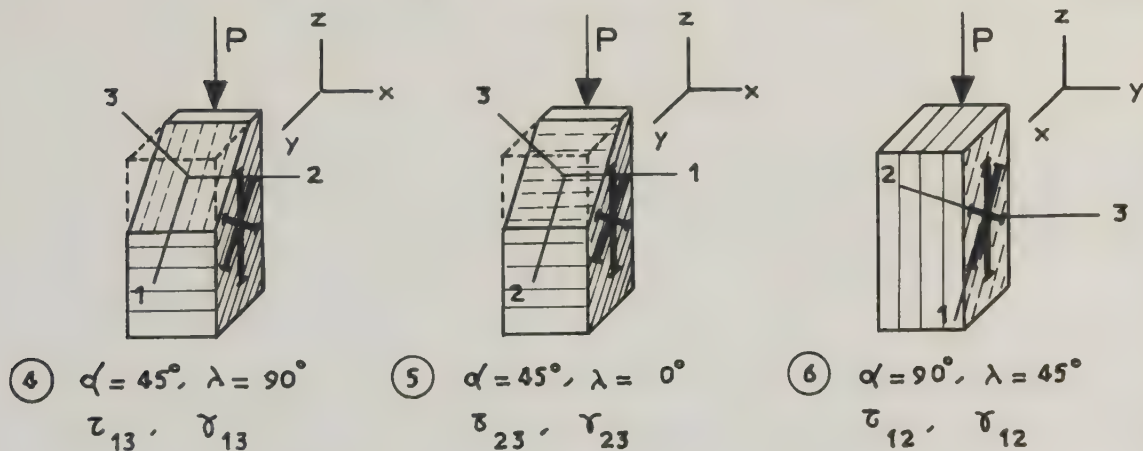
II.6.1. - Essais de compression monoaxiale.

Nous avons appliqué un système particulier de notation indicielle des coefficients de déformation longitudinale et transversale E_{mm} , ν_{mn} , tout au long de ce qui précède. Avec ces notations, la matrice des modules élastiques d'un matériau à structure semblable à celle des phyllades de Revin s'écrit :

(1) Les résultats présentés précédemment et concernant trois types d'essais distincts, permettent de déterminer cependant 9 des 15 coefficients indépendants de la matrice des modules élastiques des schistes du Cheylas.



a/ Essais orthotropes.



b/ Essais obliques (ou clinotropes)

Fig. 2.33 - Disposition des axes de mesure sur des éprouvettes de symétrie orthorhombique en vue de la détermination des modules élastiques.

$$\begin{bmatrix} E_{11} & -\frac{E_{11}}{\nu_{12}} & -\frac{E_{11}}{\nu_{13}} & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & E_{22} & -\frac{E_{22}}{\nu_{23}} & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & E_{33} & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \mu_{23} & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \mu_{31} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \mu_{12} \end{bmatrix}$$

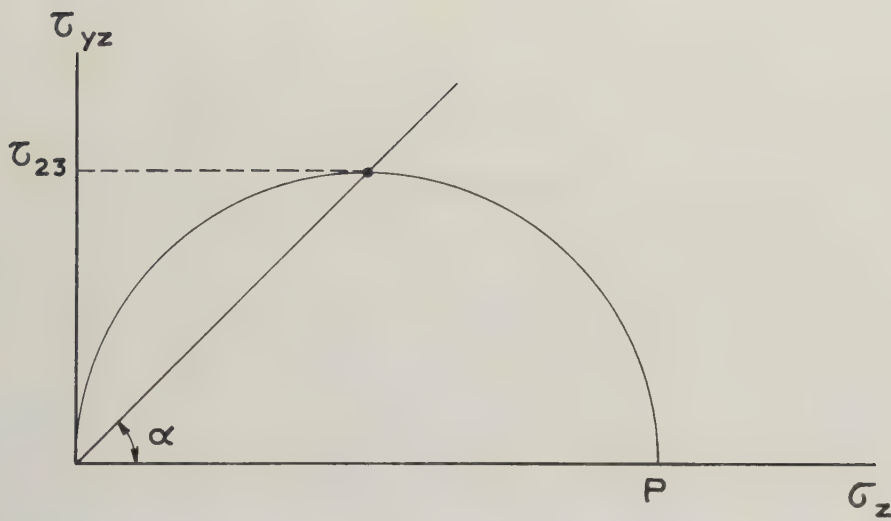
Les coefficients μ_{12} , μ_{23} et μ_{31} sont les coefficients de cisaillement du matériau.

Les mesures de déformations permettant de déterminer les modules élastiques à partir d'essais de compression monoaxiale sont de deux types :

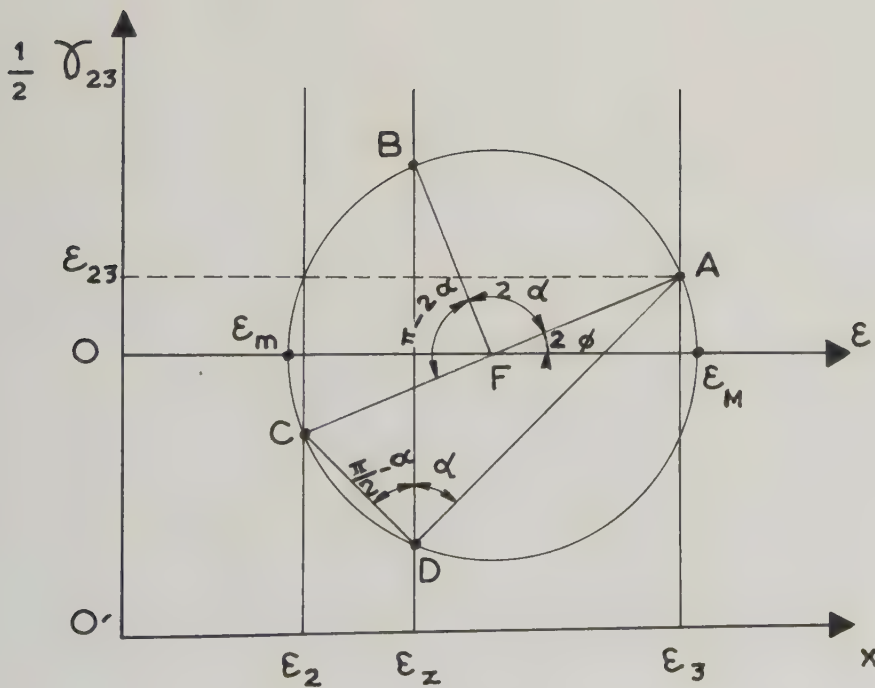
- les essais orthotropes (fig. 2.33a) pour lesquels l'effort est respectivement parallèle à chacun des trois axes de référence de la structure et qui aboutissent à la détermination des coefficients $\nu_{12} = \frac{\epsilon_{12}}{\epsilon_{11}}$, ν_{23} , ν_{31} , ν_{21} ,

ν_{32} , ν_{13} et E_{11} , E_{22} , E_{33} . Ces neuf coefficients étant liés par les relations caractéristiques de l'orthotropie :

$$\frac{E_{11}}{\nu_{12}} = \frac{E_{22}}{\nu_{21}}, \quad \frac{E_{11}}{\nu_{13}} = \frac{E_{33}}{\nu_{31}} \quad \text{et} \quad \frac{E_{22}}{\nu_{23}} = \frac{E_{33}}{\nu_{32}} \quad (5)$$



a/ Cercle de Mohr de compression simple



b/ Cercle de Mohr de déformation

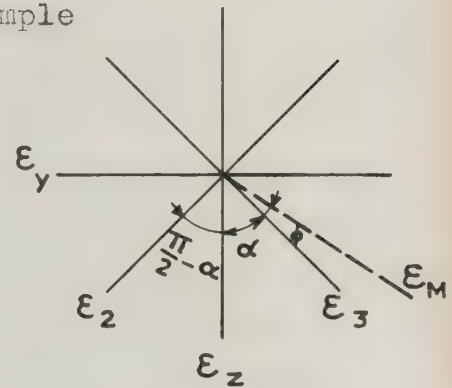


Fig. 2.34 - Détermination du coefficient de cisaillement μ_{23} .

la mesure des déformations longitudinales et transversales à partir d'essais orthotropes permet de connaître 6 coefficients indépendants de la matrice des modules élastiques.

- les essais obliques (ou clinotropes) (fig. 2.33b), pour lesquels l'effort est perpendiculaire à l'un des axes de référence de la structure et oblique par rapport aux deux autres. Il sont également effectués sur 3 lots d'éprouvettes (par exemple $\alpha = 45^\circ$, $\lambda = 90^\circ$; $\alpha = 45^\circ$, $\lambda = 0^\circ$; $\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 45^\circ$; λ étant le plongement de la linéation dans les plans de discontinuité).

Que le milieu soit ou non isotrope, on peut définir en tout point un tenseur des déformations et un cercle de Mohr des déformations. La mise en place d'une rosette extensométrique permet de mesurer les déformations dans trois directions d'un même plan et de déterminer ainsi la direction de la déformation principale ϵ_1 dans ce plan (en supposant les conditions d'équilibre, conditions aux limites et conditions d'incompatibilité satisfaites).

Nous avons ainsi mesuré expérimentalement (cas de l'éprouvette n° 5, fig. 2.33b), la déformation longitudinale ϵ_z et les déformations normale ϵ_3 et tangentielle ϵ_2 des plans de discontinuité, afin de déterminer le coefficient de cisaillement μ_{23} tel que $\tau_{23} = \mu_{23} \cdot \gamma_{23}$.

La construction du cercle de compression ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = -P$) dans un repère de Mohr (fig. 2.34a) permet de déterminer la valeur de $\tau_{23} = \frac{P}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{P}{2}$.

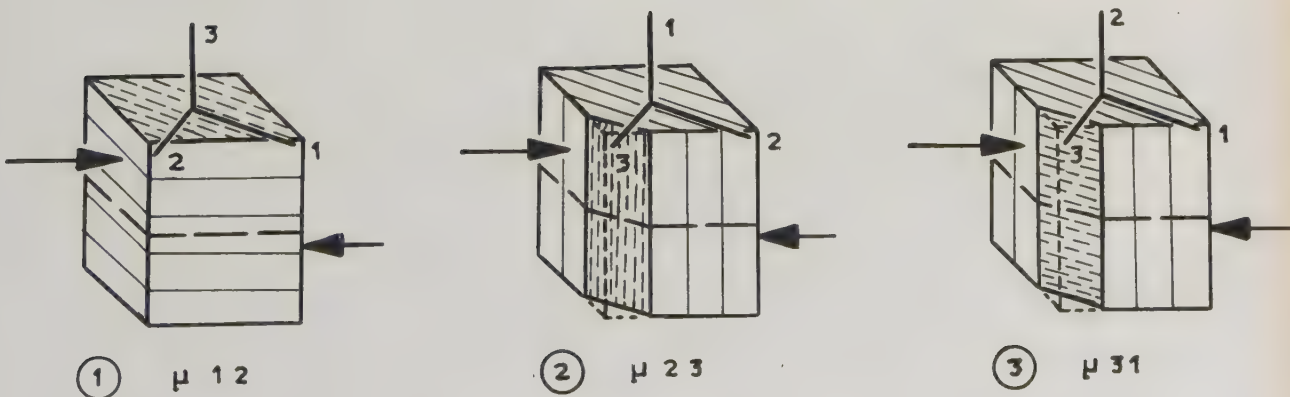
La construction du cercle de Mohr des déformations (fig. 2.34b) correspondantes [2.12] permet de constater que l'on a : $2 \varepsilon_{23} = \gamma_{23} = -\varepsilon_2 - \varepsilon_3 + 2 \varepsilon_z$ et par suite :

$$\mu_{23} = \frac{-P}{2(\varepsilon_2 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_z)} \quad (6)$$

II.6.2. - Essais de cisaillement direct :

Les essais obliques de compression monoaxiale, qui ont pour but de déterminer les coefficients de cisaillement, peuvent être remplacés par des essais de cisaillement direct, qui ne nécessitent qu'une seule mesure de déformation dans la direction de l'effort de cisaillement tangentiel, effectués sur trois lots d'échantillons de même orientation oblique que précédemment et cisailés comme l'indique la figure 2.35.

On a alors immédiatement $\tau_{23} = \mu_{23} \cdot \gamma_{23}$.



II.6.3. - Application aux phyllades de Revin :

Nous avons été amenés à effectuer des mesures relatives aux caractéristiques de déformation en compression mono-axiale des phyllades de Revin afin de tenter d'étudier l'anisotropie des modules élastiques $E_{\alpha z}$ de ce matériau, et de comprendre l'évolution des phénomènes conduisant à la rupture. Des essais orthotropes et des essais obliques ont montré des variations, parfois très importantes, des coefficients élastiques, dues non seulement à la présence des plans de discontinuités, mais également à celle de la linéation.

Cependant, l'influence de l'anisotropie due à la linéation a jusqu'ici été négligée dans le traitement des problèmes de génie civil, qui ne tiennent compte que des paramètres ayant trait aux éléments planaires de la structure. En fait, la détermination au laboratoire des modules élastiques est accompagnée d'une dispersion des résultats, liée essentiellement aux variations spatiales de la minéralogie et des caractéristiques de la fissuration majeure et il convient tout particulièrement de considérer si l'assimilation d'une roche à symétrie orthorhombique à un matériau à symétrie axiale (5 coefficients indépendants) est acceptable ou non.

Nous avons pu, à partir des essais orthotropes présentés au début de ce chapitre, déterminer neuf coefficients élastiques moyens. Ce sont :

Coefficients		Valeurs minimales		Valeurs maximales		Moyennes	
E_{33} bars		220 000		350 000		330 000	
E_{22} bars		980 000		1 110 000		1 030 000	
E_{11} bars		1 050 000		1 350 000		1 200 000	
ν_{31}	ν_{32}	0,13	0,16	0,16	0,19	0,14	0,18
ν_{21}	ν_{23}	0,16	0,48	0,24	0,72	0,20	0,60
ν_{12}	ν_{13}	0,18	0,46	0,25	0,63	0,24	0,58

Il apparaît que ces neuf coefficients vérifient de manière satisfaisante la relation (5) et six coefficients indépendants de la matrice des modules élastiques sont ainsi définis :

$$\begin{bmatrix}
 1\ 200\ 000 & -5\ 000\ 000 & -2\ 150\ 000 & 0 & 0 & 0 \\
 . & 1\ 000\ 000 & -1\ 670\ 000 & . & 0 & 0 \\
 . & . & 285\ 000 & . & . & . \\
 . & . & . & \mu_{23} & 0 & 0 \\
 . & . & . & . & \mu_{31} & 0 \\
 . & . & . & . & . & \mu_{12}
 \end{bmatrix}$$

La détermination des coefficients de cisaillement peut se faire, comme nous l'avons vu, à l'aide d'essais de compression monoaxiale, ou d'essais de cisaillement direct obliques.

Les essais obliques de compression monoaxiale nécessitent généralement la mesure des déformations dans trois directions d'un plan perpendiculaire aux surfaces de discontinuité. Ceci permet de définir l'orientation de la déformation principale majeure et, si l'on reprend l'exemple n° 5 de la figure 2.35b, la valeur γ_{23} de la déformation.

Cependant, il apparaît que la détermination des modules $E_{\alpha z}$ et des coefficients $\nu_{\alpha y}$ relatifs aux déformations dans la direction perpendiculaire à l'horizontale des plans de discontinuité, est suffisante pour la définition des coefficients de cisaillement (1). En effet, en se référant toujours au même exemple, nous pouvons remarquer qu'en mesurant les déformations ϵ_z et ϵ_x dans les directions perpendiculaires Oz et Ox (fig. 2.35b), on peut parfaitement définir $\epsilon_2 + \epsilon_3$ car la construction du cercle de Mohr des déformations montre immédiatement que l'on a :

$$\frac{\epsilon_2 + \epsilon_3}{2} = \frac{\epsilon_y + \epsilon_z}{2}$$

$$\text{Par suite : } \gamma_{23} = \epsilon_{45z} - \epsilon_{45y} = \frac{P}{2 E_{45z}} (1 - \nu_{45y})$$

$$\text{et enfin : } \mu_{23} = \frac{E_{45z}}{2 (1 - \nu_{45y})}$$

(1) Ceci représente un avantage d'ordre pratique, car le mode opératoire alors employé (voir en annexe) est plus simple, plus fidèle et plus rapide qu'il ne l'est lors de l'emploi de rosettes extensométriques.

Les mesures que nous avons effectuées sur les lots de 3 éprouvettes orientées comme l'indique la figure 2.35b (cas n° 4, 5 et 6), nous ont amenés à déterminer les coefficients de cisaillement moyens μ_{12} , μ_{23} et μ_{31} .

Orientation	Coefficients	Valeur minimale	(1) Valeur maximale	Moyenne
Lot n° 4 : $\alpha = 45^\circ$, $\lambda = 90^\circ$ plan (1,3)	E_{45z} bars	320 000	460 000	430 000
	ν_{45y}	0,29	0,32	0,30
Lot n° 5 : $\alpha = 45^\circ$, $\lambda = 0^\circ$ plan (2,3)	E_{45z} bars	390 000	510 000	450 000
	ν_{45y}	0,29	0,33	0,32
Lot n° 6 : $\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 45^\circ$ plan (1,2)	E_{90z} bars	930 000	1 250 000	1 050 000
	ν_{90x}	0,17	0,21	0,20

Les coefficients de cisaillement prennent donc les valeurs moyennes :

$$\mu_{31} = 310\,000 \text{ bars}, \quad \mu_{23} = 330\,000 \text{ bars}, \quad \mu_{12} = 1\,300\,000 \text{ bars (2)}$$

-
- (1) On remarquera l'écart assez important des modules $E_{\alpha z}$ extrêmes et le faible écart des coefficients de déformation transversale $\nu_{\alpha y}$ et $\nu_{\alpha z}$ dans chacun des plans.
- (2) Ces valeurs peuvent être calculées de la même façon à partir de la méthode proposée par Sirieys qui consiste à décomposer dans chacun des plans (1,2), (2,3) et (3,1) le tenseur $\underline{\underline{C}}$ en un tenseur I d'isotropie et un tenseur A, appelé tenseur d'anisotropie élastique.

La matrice des modules élastiques des phyllades de Revin s'écrit donc :

$$\begin{bmatrix} 1\ 200 & -5\ 000 & -2\ 450 & 0 & 0 & 0 \\ . & 1\ 030 & -1\ 670 & . & 0 & 0 \\ . & . & 310 & . & . & 0 \\ . & . & . & 310 & 0 & 0 \\ . & . & . & . & 330 & 0 \\ . & . & . & . & . & 1\ 300 \end{bmatrix} \cdot 10^3 \text{ bars}$$

Nous avons voulu comparer ces résultats avec ceux que fournissent les mesures effectuées dans trois directions à partir de rosettes extensométriques, sur des éprouvettes (prismes à base carrée de 5 cm de côté et d'éclancement 2) orientées de la même façon (fig. 2.35b). Ces mesures permettent également de déterminer l'orientation $\varnothing$ de la déformation principale majeure par rapport à la normale aux plans de schistosité (axe 3) :

$$\text{tg } 2 \varnothing = \frac{\gamma_{23}}{\epsilon_3 - \epsilon_2} = \frac{\epsilon_2 + \epsilon_3 - 2 \epsilon_z}{\epsilon_3 - \epsilon_2} \text{ pour } \alpha \text{ ou } \lambda = 45^\circ$$

Orientation	$\epsilon_2 \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_3 \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_z \cdot 10^{-5}$	μ bars	θ°
Lot n° 4 : $\alpha = 45^\circ, \lambda = 90^\circ$ plan (1,3)	1,9	3,5	2,4	320 000	14°
Lot n° 5 $\alpha = 45^\circ, \lambda = 0^\circ$ plan (2,3)	1,5	3,4	2,3	360 000	12°
Lot n° 6 : $\alpha = 90^\circ, \lambda = 45^\circ$ plan (1,2)	0,96	1,13	1	1 100 · 10 ³	- 15°

Ces résultats sont donc proches des moyennes déterminées par la méthode précédente. On remarquera que la direction de la déformation principale majeure ϵ_M peut être très éloignée de celle de l'effort monoaxial.

Nous avons enfin tenté de déterminer les coefficients de cisaillement en effectuant des essais de cisaillement direct sur des échantillons prismatiques sollicités comme l'indique la figure 2.35. L'imprécision des mesures de déplacement que nous avons effectuées ne nous a pas permis de définir les coefficients puisque, outre les déplacements du matériau dans la zone de cisaillement, nos mesures intégraient le tassement qui se produit dans la zone de contact boîte mobile - échantillon.

II. 7 - CONCLUSION.

La plupart des roches soumises à un état de contraintes homogènes présente un domaine de déformations linéaires et réversibles qui permet de déterminer ses constantes élastiques. Celles-ci dépendent de la nature pétrographique, de la texture et de la structure du matériau rocheux.

On peut considérer que le tenseur anisotropie élastique des roches présente des éléments de symétrie qui sont au moins égaux à ceux de leur structure.

Nous avons vu que les matériaux à anisotropie planaire discontinue dans une direction sont en général assimilables à un continu élastiquement orthorhombique, dépendant de neuf coefficients élastiques indépendants.

Les matériaux à anisotropie planaire discontinue dans deux directions sont, quant à eux, assimilables à un continu élastiquement monoclinique, caractérisé par 15 coefficients élastiques indépendants.

Il apparaît que l'anisotropie des modules E_{α_2} des roches à anisotropie planaire discontinue est continue. Dans le cas des roches à une seule famille de discontinuité la trace de la surface représentative de l'anisotropie des modules dans chacun des plans (1,2), (2,3), (3,1) a pour équation :

$$E_{\alpha} = \frac{E_0 + E_{90}}{2} + \frac{E_0 - E_{90}}{2} \cdot \cos 2\alpha + \frac{1}{2} (E_{45} - \frac{E_0 + E_{90}}{2}) (1 - \cos 4\alpha)$$

L'influence de la pression de confinement sur l'anisotropie des modules des roches à anisotropie planaire discontinue dépend de leur minéralogie, de leur texture et de leur structure.

L'anisotropie des modules des roches formées de minéraux peu durs et ayant une texture lâche est peu sensible à une pression de confinement, alors que les roches moins poreuses et plus indurées voient cette anisotropie croître grandement. De la même façon, cette anisotropie peut croître de manière importante dans les roches à une famille de discontinuités alors que son évolution est plus aléatoire pour les roches à deux familles de discontinuités dont la structure peut être profondément remaniée par la pression de confinement.

Il convient enfin de considérer le degré d'indétermination qui s'attache à chacun des résultats expérimentaux concernant les caractéristiques élastiques mesurées au laboratoire. Celui-ci est lié aux variations locales de la minéralogie, de la texture et de la fissuration du matériau rocheux prélevé in situ sous forme de blocs ou d'échantillons. Ces variations peuvent être importantes dans une même unité stratigraphique et l'on ne peut guère prétendre donner des chiffres représentatifs des coefficients de déformations longitudinales E ou transversales ν en faisant la moyenne arithmétique de n mesures effectuées suivant la même direction sur des éprouvettes distinctes (cf la formule (5) caractéristique de l'orthotropie).

Il est cependant possible d'écarter l'indétermination pesant sur la représentativité de l'écart entre les coefficients longitudinaux E_{11} , E_{22} , E_{33} et les coefficients

transversaux ν_{31} , ν_{32} , ν_{21} , ν_{23} , ν_{12} et ν_{13} , en effectuant ces neuf mesures sur une même éprouvette cubique taillée perpendiculairement aux axes 1, 2 et 3 de la structure. On pourra ainsi juger de la validité de l'approximation apportée aux calculs d'excavations souterraines effectuées dans un milieu à anisotropie planaire discontinue dans une direction, et pour lesquels la symétrie du tenseur anisotropie élastique est ramenée à celle du système axial, voire à l'isotropie.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- 2.1 JAOUL, B. - Etude de la plasticité et application aux métaux - Dunod - Paris 1965. pp 90 - 94.
- 2.2 SIRIEYS P.M. - Contribution à l'étude des lois de comportement des structures rocheuses. Thèse présentée à la Fac. des Sc. de l'Univ. de Grenoble - 1966 - pp 79 - 84.
- 2.3 BRACE W.F. - Brittle Fracture of Rock. State of stress in the Earth's Crust. - Elsevier 1964 - pp 111 - 178.
- 2.4 WALSH J.B. - The effect of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks. I. Geophys. Res. 70, (2). 1965 - pp 399 - 411.
- 2.5 PERAMI R. et THENOZ B. - Comparaison des comportements de divers granites soumis à des essais uniaxiaux de microfissuration. 2e colloque sur la fissuration des roches. Revue de l'Industrie Minérale. Paris 1969 - pp 50 - 62.
- 2.6 HEARD H.C. - Transition from Brittle Fracture to Ductile Flow in Solenhofen limestone as Function of Temperature, Confining Pressure, and Interstitial Fluid Pressure. Geol. Soc. Am. Memoirs, Vol. 79. 1960 - pp 193 - 226.
- 2.7 HABIB P. et MORLIER P. - La courbe intrinsèque des bétons. Colloque de Géotechnique. Toulouse (4) Mars 1969.
- 2.8 MASURE P. - Cisaillement de mortiers de ciment et comparaison avec l'essai triaxial. Colloque de Géotechnique. Toulouse (4). Mars 1969.

- 122 -

CHAPITRE III

PHENOLENES DE RUPTURE

ET RESISTANCE

III. 1 - INTRODUCTION.

L'analyse et la compréhension des phénomènes de rupture des matériaux rocheux représentent l'une des étapes majeures de la résolution des problèmes de Mécanique des Roches. Cependant, le caractère microscopique des phénomènes amenant à la rupture et la difficulté de définir parfaitement le tenseur contraintes dans un échantillon - et à fortiori dans le massif - ont jusqu'ici constitué un obstacle essentiel à leur analyse.

L'un des indices les plus évidents des difficultés rencontrées réside dans l'ambiguïté de la terminologie relative aux phénomènes de rupture et nous distinguerons :

- Fissuration (en anglais : fracture) : phénomène conduisant à la rupture, et caractérisé par le développement de fissures préexistantes et/ou la formation de fissures nouvelles dans le matériau.
 - Limite élastique : Contrainte au-delà de laquelle le matériau présente des déformations permanentes.
 - Seuil de plasticité (en anglais : yield point) : valeur de la sollicitation (pour un corps solide) ou d'une fonction des composantes du tenseur des contraintes, par exemple la norme du déviateur des contraintes (pour un élément d'un solide) à partir de laquelle apparaissent des déformations permanentes (1).
 - Ecroûissage (sensu lato) : Ensemble des modifications des propriétés physiques résultant d'une action mécanique qui produit des déformations permanentes (1). Pour caracté-
-

(1) Définitions adoptées par le Conseil du Groupe Français de Rhéologie de 1964 à 1967.

tériser les déformations, on distinguera :

- . Ecrouissage (sensu stricto) lorsque les déformations s'annulent sous charge constante.

- . Écoulement plastique (en anglais : plastic-flow) lorsque les contraintes ont dépassé un seuil d'écoulement plastique généralement supérieur au seuil de plasticité déjà défini. Les déformations plastiques se poursuivent alors sous charge constante.

- Fragmentation ou ruine (en anglais : rupture) : phénomène au cours duquel un matériau fragile se sépare en plusieurs morceaux.

- Rupture (en anglais : failure) : phénomène au cours duquel il y a changement de structure du matériau, qui présente alors des déformations qui se poursuivent jusqu'à la fragmentation ou l'écoulement plastique sous charge constante.

- Résistance (en anglais : strength failure) : contrainte de rupture du matériau.

Dans le cas des matériaux fragiles comme les roches, la pression de confinement fait croître la résistance de manière non négligeable. Dans les constructions souterraines et les mines profondes, la résistance du matériau rocheux au sein du massif augmente avec la profondeur et son comportement peut également être modifié. Les variations du tenseur contraintes, de la minéralogie, de la fissuration et de la fracturation dans le massif rendent la prévision des phénomènes très complexe.

Cependant, dans une première phase, les fissures du massif sont fermées, et celui-ci se comporte quelque peu comme les échantillons de laboratoire, ce qui permet de tenter d'approcher le problème de la stabilité des excavations souterraines. Nous avons effectué dans ce but des essais de compression monoaxiale, compression triaxiale, traction directe, traction indirecte (compression diamétrale), cisaillement direct et glissement.

Le but de ces essais n'était pas la seule détermination de la résistance des matériaux testés et l'étude critique des moyens rapides dont dispose l'ingénieur pour appréhender le comportement des matériaux rocheux, mais résidait également dans l'observation de la rupture des roches à anisotropie planaire discontinue et des phénomènes qui y conduisent.

III. 2 - Etude Bibliographique : CRITERES DE RUPTURE DES ROCHES SOUS CISAILLEMENT ISOTROPES [3.1] [3.2] [3.3] [3.4] [3.5] [3.6].

III.2.1 - Le phénomène de rupture fragile :

Des expériences simples effectuées par Hoek et Bieniawski ont permis de schématiser l'apparition du phénomène de développement de la fissuration en milieu isotrope.

Des compressions monoaxiales ou biaxiales effectuées sur des blocs de verre contenant une fissure allongée [3.7] montrent en effet l'apparition quasi simultanée de deux microfissures, parallèles à l'effort principal, dans une zone proche des extrémités de la fissure, lorsque celle-ci est ouverte. Le seuil d'apparition de ce phénomène dépend

de l'orientation de la fissure par rapport à l'effort et de sa longueur. De plus, la longueur des microfissures croît avec l'effort. (fig. 3.1).

Lorsque la fissure est fermée, on observe la formation de nombreuses microfissures près des zones de contact entre lèvres puis, au-delà d'un certain seuil de frottement il y a également extension de deux microfissures proches des extrémités. (fig. 3.2).

Dans le cas de la traction monoaxiale, les fissures, ouvertes ou fermées, s'étendent à leurs deux extrémités.

Les roches à fissuration statistiquement isotrope soumises à une compression monoaxiale présentent des phénomènes semblables. Nous avons vu en effet, dans le chapitre précédent, que les courbes de déformation longitudinale de ces matériaux permettaient de suivre l'évolution de leur structure.

Ces courbes sont caractérisées par une phase de tassement d'une partie des fissures de la roche, suivie d'une phase de déformations élastiques. Puis apparaît, après le seuil de microfissuration, une phase de développement stable de la fissuration, au cours de laquelle une partie de l'énergie élastique emmagasinée dans l'échantillon est libérée. Enfin, au-delà d'une contrainte correspondant à la contraction maximale de l'éprouvette, se produit le développement instable de la fissuration, plus rapide, qui ne peut plus être contrôlé par la charge. Bieniawski [3.8] a montré expérimentalement que la contrainte correspondant à l'apparition du développement instable de la fissuration correspond à la résistance à long terme de tels matériaux rocheux.

La courbe de déformation longitudinale atteint son maximum, lorsque l'on fait croître l'effort, pour une contrainte correspondant à la résistance de la roche. Des études [3.4] ont montré que la rupture se propage à une vitesse croissant rapidement pour atteindre une valeur constante lorsque la résistance de la roche est atteinte. Il y a souvent anastomose de la surface de rupture lorsque la vitesse de propagation atteint sa valeur maximale, qui semble liée aux trois célérités des ondes élastiques longitudinales, transversales et de Rayleigh.

La résistance du matériau rocneux étant atteinte, il y a immédiatement ruine de l'éprouvette lorsque les roches sont testées sur des presses ordinaires relativement peu rigides. Cependant, des roches soumises à une compression monoaxiale sur des presses très rigides [3.9] continuent à se déformer au-delà de la résistance, l'effort diminuant (partie décroissante de la courbe de déformation longitudinale). Le matériau est encore capable de supporter une charge (fig. 3.6). Il apparaît donc que la résistance est une caractéristique du matériau testé, alors que la contrainte de fragmentation est une caractéristique de l'ensemble presse-échantillon.

Ce mécanisme de rupture fragile des roches à fissuration statistiquement isotrope semble également applicable à la compression triaxiale, ainsi qu'à des compressions multiaxiales.

Le phénomène de tassement des fissures n'existe pas en traction, où l'apparition du phénomène de rupture est confondu avec la rupture et la ruine des échantillons [3.6]. La symétrie souvent invoquée entre les sollicitations de compression et de traction ne peut avoir de sens physique.

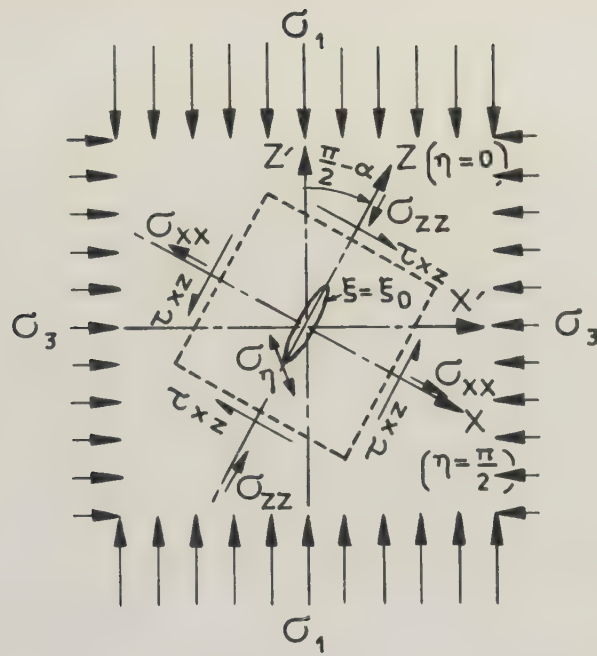


Fig. 3.1 - Contraintes autour d'une fissure elliptique ouverte, inclinée.

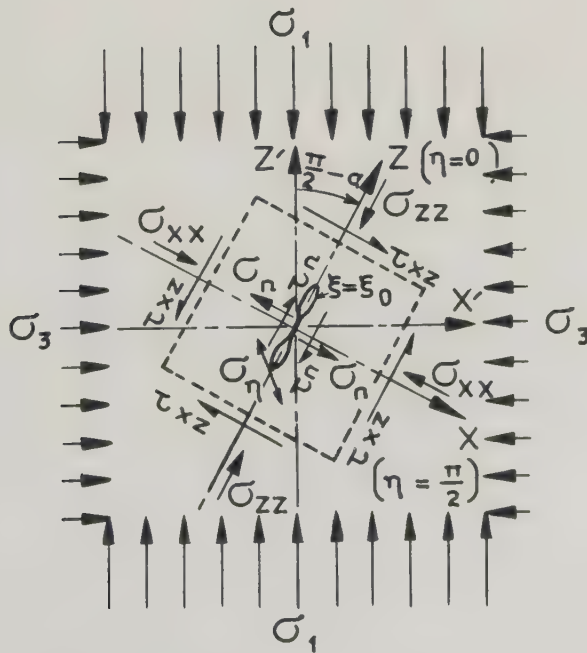


Fig. 3.2 - Contraintes autour d'une fissure fermée, inclinée.

III.2.2. - Critères de rupture fragile :

Les auteurs ont rapidement mis en évidence l'influence de la fissuration sur les phénomènes d'apparition et de développement de la rupture et de nombreux critères ont été proposés, relatifs à l'apparition du développement de la fissuration, au seuil de développement instable de la fissuration ou à la rupture elle-même.

a/ Critères d'apparition du développement de la fissuration :

Griffith, Orowan et Sack ont émis l'idée que le phénomène de rupture dans un corps où les fissures sont orientées au hasard, et soumis à un état de contraintes quelconque, apparaît quand la contrainte de traction maximale aux extrémités des fissures favorablement orientées est supérieure à la cohésion moléculaire du matériau.

Le calcul à deux dimensions permet d'approcher de manière satisfaisante [3.10] le calcul des contraintes sur le pourtour d'une fissure elliptique d'équations: paramétriques :

$$\begin{aligned} x &= c \cdot \operatorname{sh} \xi \cdot \sin \eta \\ z &= c \cdot \operatorname{ch} \xi \cdot \cos \eta \end{aligned}$$

Ces contraintes sont (fig. 3.1) :

$$\begin{aligned} 2 \sigma_{xx} &= (\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \\ 2 \tau_{xz} &= (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin 2\alpha \end{aligned} \tag{1}$$

Griffith [3.11] a montré que les valeurs extrêmes de la contrainte tangentielle σ_η aux extrémités des fissures ouvertes est telle que :

$$\sigma_N \cdot \xi_o = \frac{1}{2} \sigma_1 \left[(1 + K) + (1 - K) \cos 2\alpha \right] + \sigma_1 \sqrt{\frac{1}{2} (1 + K^2) + (1 - K^2) \cos 2\alpha}$$

avec $K = \frac{\sigma_3}{\sigma_1}$

(2)

L'orientation critique α_c des fissures suivant lesquelles apparaît la rupture est alors :

$$\cos 2\alpha_c = \frac{K - 1}{2(K + 1)}, \text{ avec } K \geq -\frac{1}{3}$$
(3)

Le critère de Griffith pour les fissures ouvertes s'écrit :

- pour $K > -0,33$: $\sigma_1 = -8 \sigma_t \cdot \frac{1 + K}{(1 - K)^2}$

(4)

σ_t étant la résistance à la traction du matériau.

- pour $K \leq -0,33$: $\sigma_3 = \sigma_t$

(5)

Mac Clintock et Walsh [3.12] ont déterminé l'état de contraintes nécessaire au développement de la rupture dans le cas d'un corps présentant des fissures fermées (fig. 3.2). Si μ est le coefficient de frottement le long d'une fissure, la valeur extrême de la contrainte tangentielle σ_η aux extrémités de la fissure est telle que :

$$\sigma_N \cdot \xi_o = -\frac{1}{2} \sigma_1 (1 - K) \cdot \sin 2\alpha - \mu \left[(1 + K) + (1 - K) \cos 2\alpha \right]$$
(6)

L'orientation critique des fissures devient alors :

$$\operatorname{tg} 2\alpha_c = -\frac{1}{\mu}$$

Le critère de Mac Clintock et Walsh pour les fissures fermées s'écrit, pour $\sigma_{xx} > 0$:

$$\sigma_1 = \frac{-4\sigma_t}{(1+K)\sqrt{1+\mu^2} - \mu(1+K)}$$

(7)

avec $K < \frac{\sqrt{1+\mu^2} - \mu}{\sqrt{1+\mu^2} + \mu}$

b/ Critère d'apparition du développement instable de la fissuration :

Irwin [3.13] a montré que le critère qui détermine la limite entre développement stable et développement irréversible de la fissuration doit être basé sur un concept d'énergie critique G_c libérée durant le développement de la fissuration, qui est une caractéristique du matériau rocheux.

Bieniawski [3.8] suppose que le développement de la fissuration devient instable pour une contrainte monoaxiale σ_u telle que :

$$\sigma_{ut} = \sqrt{G_c \cdot \frac{E}{\pi \cdot c}} \quad \text{pour la traction} \quad (8)$$

$$\text{et } \sigma_{uc} = \sqrt{G_c \cdot \frac{E}{\pi \cdot c} \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha} \quad \text{pour la compression} \quad (9)$$

avec $2c$: longueur de la fissure correspondante
 G_c : énergie critique libérée.

c/ Critères de rupture :

De nombreux critères empiriques ont été proposés pour déterminer la résistance des roches à structure statistiquement isotrope. Nous retiendrons le critère de Coulomb-Navier [3.3.] et, dans le cas des ruptures par extension, la

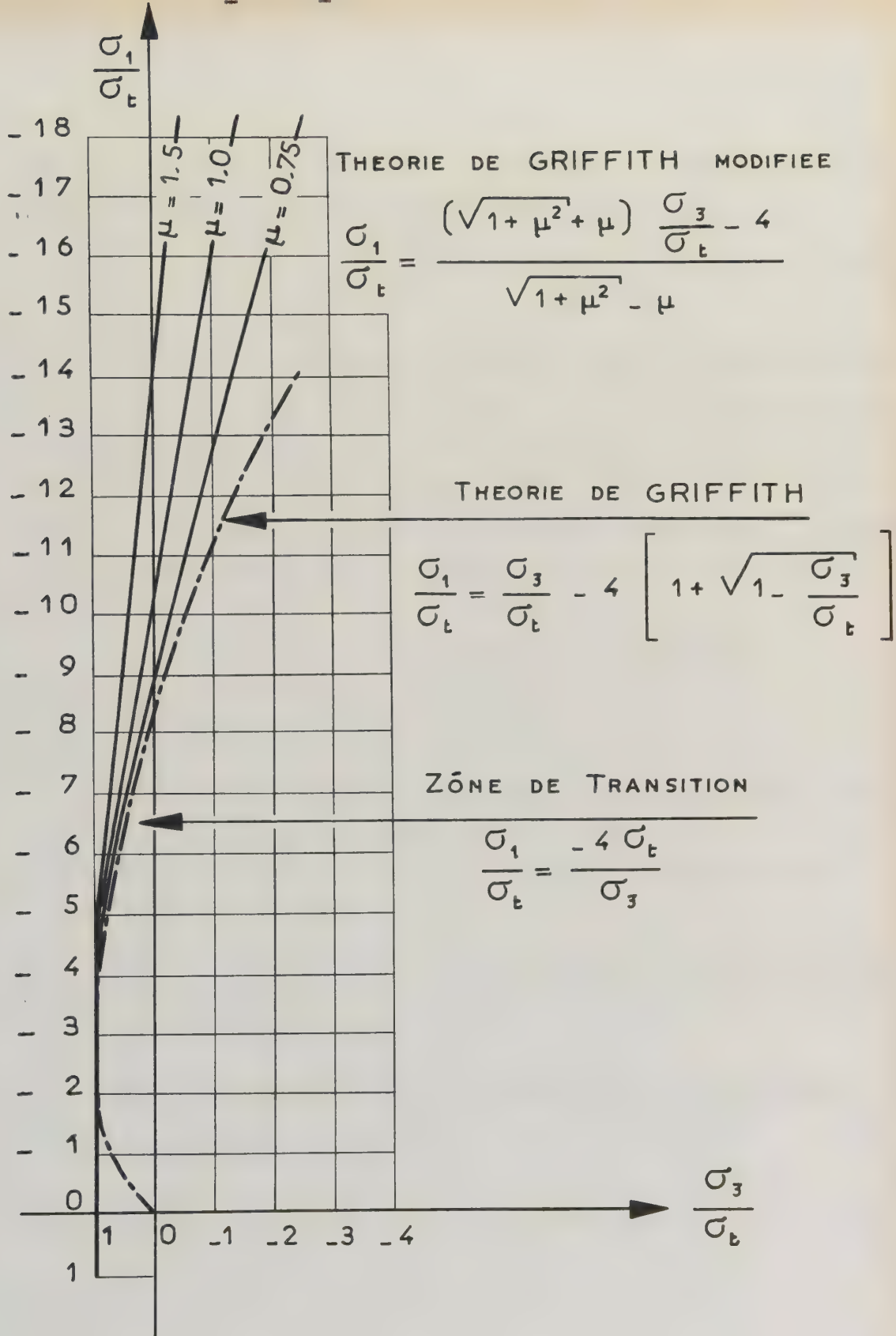


Fig. 3.3 - Courbes limites de microfissuration (d'après HOEK)

loi de l'extension maximale (St-Venant - l'Hermite), qui introduit une constante physique ε_0 telle que :

$$\varepsilon_0 = -\nu \cdot \frac{\sigma_1}{E} \quad (10)$$

III.2.3 - Surfaces limites. Courbes intrinsèques.

Les matériaux rocheux peuvent être caractérisés par un état limite élastique et un état limite de rupture, distincts ou confondus suivant leur comportement. Pour chacun d'eux, il s'agit de caractériser ces états limites dans le cas général d'un tenseur contraintes quelconque.

Dans le cas d'un milieu continu et isotrope, une première représentation géométrique simple consiste à caractériser un tenseur contraintes par son image de coordonnées $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ dans l'espace E_3 à trois dimensions rapporté aux axes orthogonaux que constituent les trois directions principales. Aux états limites définis précédemment correspondent des surfaces limites dans l'espace E_3 des contraintes.

L'intersection de la surface limite d'apparition du phénomène de rupture avec le plan (σ_1, σ_3) sera l'une des courbes d'équations (fig. 3.3) :

- Critère de Griffith pour les fissures ouvertes :

$$\text{- pour } K = 0,33 : \frac{\sigma_1}{\sigma_t} = \frac{\sigma_3}{\sigma_t} - 4 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{\sigma_3}{\sigma_t}} \right) \quad (11)$$

$$\text{- pour } K = 0,33 : \sigma_3 = \sigma_t \quad (5)$$

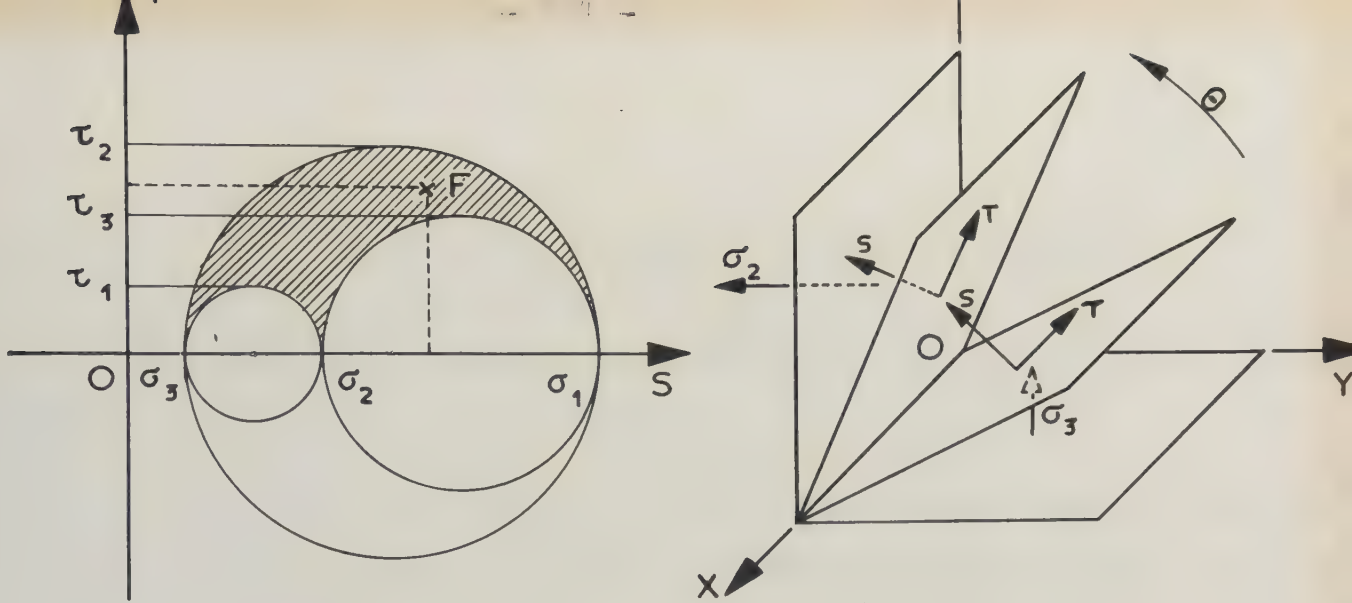


Fig. 3.4 - Cercles de Mohr représentant la contrainte en un point.

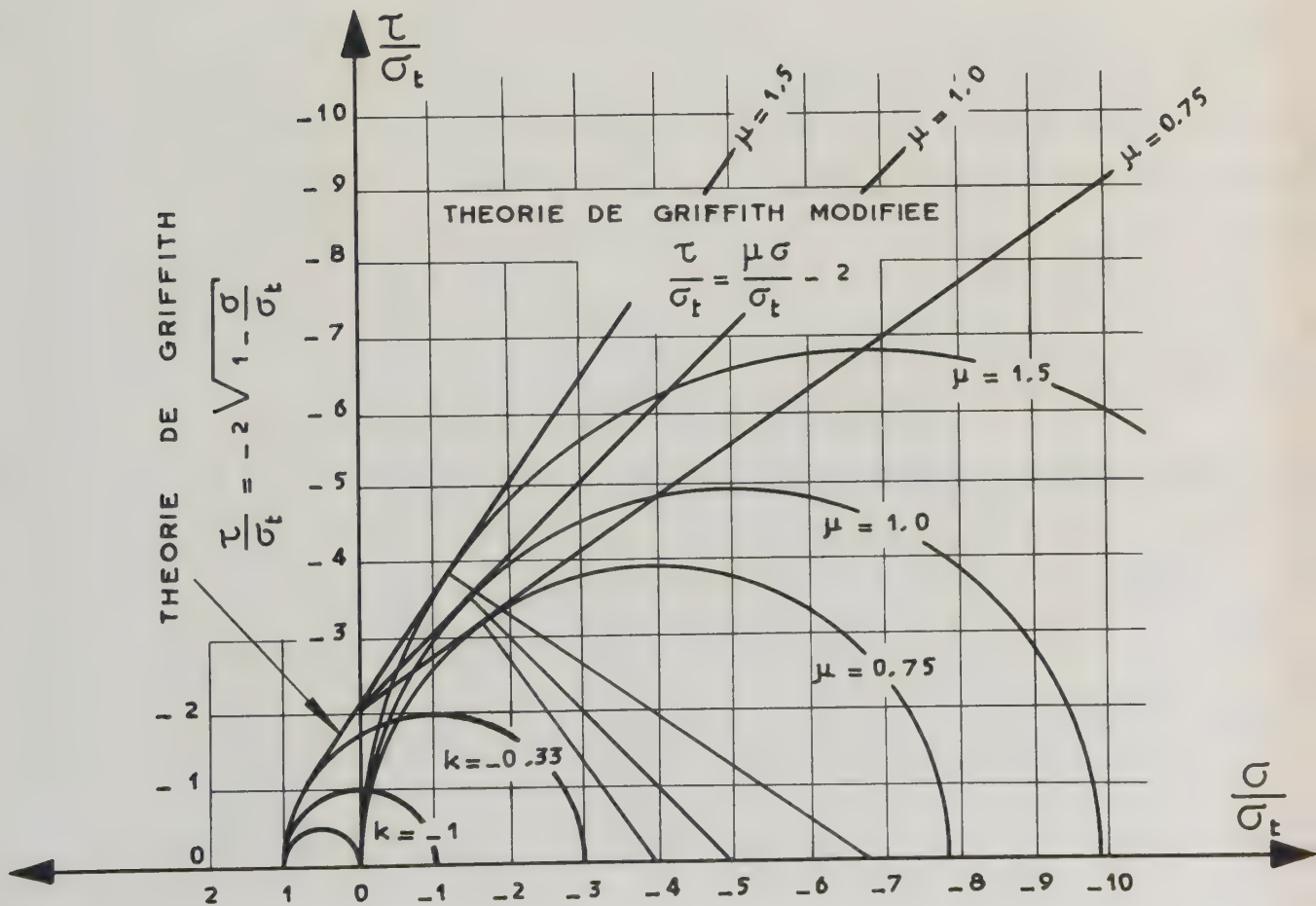


Fig. 3.5 - Enveloppes limites de microfissuration dans un repère de Mohr (d'après HOEK).

- Critère modifié pour les fissures fermées :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_t} = \frac{\frac{\sigma_3}{\sigma_t} (\sqrt{1 + \mu^2} + \mu) - 4}{\sqrt{1 + \mu^2} - \mu} \quad (12)$$

Une deuxième construction géométrique, bien connue en mécanique des sols, est la représentation de Mohr. Lorsqu'une facette dS tourne autour des trois directions principales σ_1 , σ_2 , et σ_3 , on démontre [3.14] que le point figuratif des contraintes normale σ et tangentielle τ se trouve entre les trois cercles de Mohr de diamètres $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_3, \sigma_1$ (zone hachurée de la fig. 3.4).

Cagnot [3.15] a introduit la notion de courbe intrinsèque. Le matériau étant supposé continu, homogène et isotrope, on admet que la rupture ou la première déformation irréversible se produisent par glissement suivant un élément de surface. La loi élémentaire de limite élastique s'exprime donc sous la forme : $f(\sigma, \tau) = 0$ sur l'élément de surface considéré. La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture fragile, ou à l'apparition de déformations plastiques.

Cette enveloppe limite correspondant à l'apparition du phénomène de rupture aura pour équation (fig. 3.5) :

- Critère de Griffith pour les fissures ouvertes :

- pour $K > -0,33$: $\tau_{xz}^2 = 4 \sigma_t (\sigma_t - \sigma_{xx})$ (13)

- pour $K = -0,33$: $\sigma_1 = -3 \sigma_t$ (14)

- pour $K < -0,33$: $\sigma_3 = \sigma_t$ (15)

- Critère modifié pour les fissures fermées :

$$\tau_{xz} = \mu \cdot \sigma_{xx} - 2 \sigma_t, \text{ avec } \sigma_{xx} > 0 \quad (15)$$

où $2 \sigma_t$ joue le rôle de la cohésion en mécanique des sols.

III. 3 - LA RUPTURE DES ROCHES A ANISOTROPIE PLANAIRE DISCONTINUE.

Les roches à anisotropie planaire discontinue sont caractérisées par l'orientation, parallèlement à un ou plusieurs plans, de certains groupes de minéraux, et des fissures principales qui sont disposées dans les plans de discontinuité. L'observation de la rupture de tels matériaux soumis à un état de contraintes donné illustre de manière particulièrement nette l'influence de l'orientation du tenseur contraintes par rapport à la fissuration sur l'évolution des phénomènes amenant à la rupture.

III.3.1 - La rupture en compression monoaxiale :

a/ Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction :

Ces roches présentent trois types distincts de ruptures qui varient avec la direction de l'effort par rapport aux plans de discontinuité.

- Nous avons vu que lorsque la direction de l'effort est proche de la normale aux plans de discontinuité ($0^\circ < \alpha < 30^\circ$), le début de la compression est caractérisé par un tassement important des fissures majeures qui se ferment. Les phénomènes amenant à la rupture sont ensuite semblables à ceux que présentent les roches à structure statistiquement isotrope.



Fig. 3.6 - Rupture par extension d'un matériau à structure statistiquement isotrope. Mortier de ciment saturé. Agé de 7 jours.



-a- Effort perpendiculaire à la schistosité ($\alpha=0^\circ$)



-b- Effort proche de la normale aux plans de discontinuité. ($\alpha=15^\circ$)

Fig. 3.7 - Ruine d'une roche à anisotropie planaire discontinue dans une direction en compression monoaxiale. Phyllades de Revin.

Cependant, les surfaces de rupture sont généralement orientées dans la direction de la linéation (fig. 3.7). Bien qu'elle présente parfois quelques indices de frottements locaux (formation d'une fine poussière blanchâtre : fig. 3.7 b), l'aspect de la surface des cassures indique qu'il y a rupture par extension, orientée par la direction préférentielle des fissures majeures.

- Lorsque la direction de l'effort est oblique par rapport aux plans de discontinuité ($30^\circ < \alpha < 75^\circ$), il y a fermeture des fissures majeures en début de compression (fig. 2.11). Puis, au-delà de la déformation élastique du matériau, il n'y a pas extension, dans la direction de l'effort, des microfissures qui apparaissent près des extrémités des fissures principales, mais développement des fissures dans le ou les plans de discontinuité où la cohésion est la plus faible. L'apparition du développement de la fissuration est alors très rapidement suivie de la rupture et de la ruine des échantillons.

Dans ce cas, la rupture est une rupture par glissement suivant un ou plusieurs plans de discontinuité (fig. 3.8). Les surfaces de rupture sont alors parfaitement planes et montrent une fine poussière blanchâtre accompagnée de nombreuses écailles liées aux phénomènes de glissement et de décollement le long des fissures majeures contenues dans les plans de rupture.

- Lorsque la direction de l'effort fait un angle très faible avec les plans de discontinuité ($75^\circ < \alpha < 90^\circ$), nous avons vu qu'il y a ouverture élastique des fissures majeures alors en extension du fait de la non nullité du

coefficient de Poisson. L'apparition du développement des fissures majeures est presque confondue avec la rupture et la ruine des échantillons, la rupture apparaissant suivant de très nombreux plans de discontinuité (fig. 3.9). Les surfaces de rupture, parallèles, sont planes et montrent de nombreuses écailles fines, liées au décollement qui se produit le long de nombreuses fissures majeures.

La rupture est une rupture par extension suivant les plans de discontinuité.

- Remarque : On doit remarquer qu'au-delà d'un pendage $\alpha = 60^\circ$ des plans de discontinuité, les éprouvettes cylindriques d'éclatement deux ont certains de leurs plans "bloqués" par les plateaux de la presse, ce qui empêche tout phénomène de glissement le long de ces plans. De la même façon, si l'on réduit l'éclatement des échantillons soumis à une compression monoaxiale dont le pendage $\alpha = 60^\circ$ on n'observe plus de rupture par glissement, mais des ruptures par extension suivant les plans de schistosité (fig. 3.28a). Lorsque l'angle α est plus faible, la rupture par extension est plus complexe et peut se produire en dehors des surfaces de discontinuité (fig. 3.28b).

Ce fait est très important lorsque l'on songe aux implications pratiques qu'il comporte, la résistance de telles roches étant très variable suivant le type de rupture qui amène à leur ruine.

b/ Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions :

Les phénomènes de rupture observés sur les roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions sont

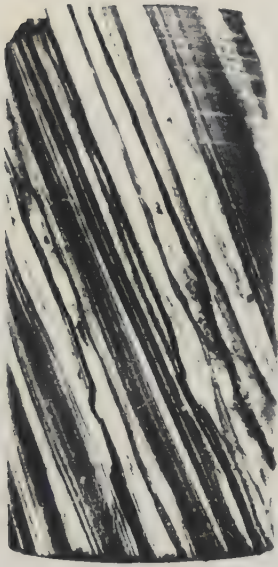


Fig. 3.8 - Direction de l'effort oblique par rapport à la schistosité. ($\alpha=60^\circ$).



Fig. 3.9 - Effort parallèle aux plans de schistosité. ($\alpha=90^\circ$).

Ruine d'une roche à anisotropie planaire discontinue dans une direction en compression monoaxiale. Phyllades de Revin.

du même type que les précédents. Ils dépendent essentiellement de l'ouverture des dièdres formés par les deux familles de discontinuités, des coefficients de frottement μ_1 et μ_2 dans les plans de discontinuité (rupture par glissement) et de la cohésion dans ces plans (rupture par extension suivant les plans de discontinuité).

Lorsque l'on fait varier la direction de l'effort par rapport à la structure, les schistes du Cheylas, caractérisés par un angle $\psi = 60^\circ$, présentent la plupart du temps des ruptures par glissement suivant l'une des deux familles de discontinuités.

Si les ruptures par glissement suivant les plans de stratification sont comparables à celles présentées par les phyllades de Devin, les ruptures par glissement suivant les plans de schistosité sont influencées par l'orientation des redans dissymétriques apparaissant à la surface de ces plans de discontinuité.

Lorsque les redans sont dirigés dans le sens du glissement, la surface de rupture présente de nombreuses "crêtes" (fig. 3.10) et un écaillage important. Dans le cas contraire, les redans s'opposent au glissement et sont cisailés, ce qui entraîne une grande formation de poussière et de fines pellicules. La surface de rupture est alors relativement plane.

Lorsque la direction de l'effort est proche de celle de la linéation d'intersection, il y a rupture par extension suivant les plans de schistosité. Les surfaces de rupture présentent également des redans dissymétriques et sont accompagnées d'un écaillage peu important.

Les ruptures par extension orientées parallèlement à la linéation, mais ne se produisant pas suivant une surface de discontinuité sont extrêmement rares. Le profil de ces surfaces est alors "en escalier" car la rupture suit sur de courtes distances l'une, puis l'autre, des familles de discontinuité.

III.3.2 - La rupture en compression triaxiale :

a/ Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction :

Les roches soumises à une compression triaxiale peuvent avoir un comportement élastique fragile ou un comportement élastique plastique.

Les phénomènes amenant à la rupture et la rupture elle-même sont alors quelque peu différents et nous allons choisir un exemple caractéristique des deux comportements. Ce seront les phyllades de Revin pour les roches à comportement élastique fragile, les marbres de Sisteron pour les roches à comportement élastique plastique.

Les phyllades de Revin, comme nous l'avons vu sur les courbes effort-déformation, ont un comportement élastique fragile ^{même} au-delà de pressions de confinement de 600 bars. Il apparaît que le phénomène de développement de la rupture est très rapidement suivi de la rupture et de la ruine des échantillons, les courbes effort-déformation étant rectilignes jusqu'à une valeur du déviateur proche de celle de la rupture (fig. 2.17).

L'orientation de la contrainte principale majeure par rapport à la structure n'a pas d'influence sur le type de

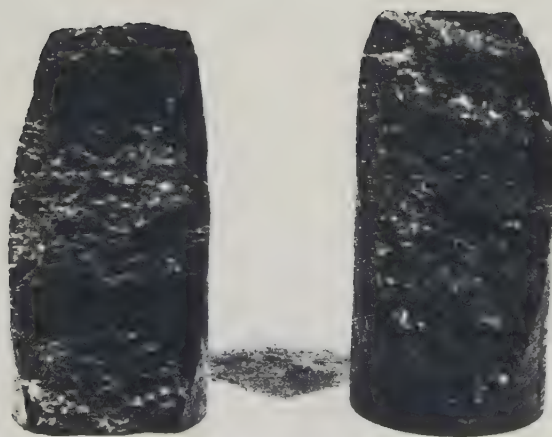


Fig. 3.10 - Rupture par glissement suivant un plan de schistosité. Schistes du Cheylas.

- A gauche : glissement contrarié par les redans dissymétriques qui ont été cisailés ($\alpha = \beta = 60^\circ$).
- A droite : glissement non contrarié par les redans qui apparaissent sur la surface de rupture ($\alpha = 60^\circ$, $\beta = 0^\circ$)

rupture, qui est toujours une rupture par cisaillement suivant un plan oblique faisant un angle θ avec la normale à la contrainte principale majeure.

Lorsque la direction de la contrainte principale majeure est perpendiculaire aux plans de schistosité, l'angle θ varie entre 40° et 60° . La surface de rupture est parfois composée de deux plans de cisaillement obliques conjugués, dont la direction est toujours celle de la linéation (fig. 3.11). La surface des plans de rupture est généralement recouverte d'une fine poussière, indice d'un glissement important.

Lorsque la direction de la contrainte principale majeure est parallèle aux plans de schistosité, l'angle θ est plus élevé. Il varie alors entre 50° et 75° . La rupture se produit toujours suivant un seul plan, et elle semble encore orientée par la linéation (fig. 3.12), et non par l'horizontale des plans de schistosité (sauf dans le cas où le plongement de la linéation est horizontal ou vertical dans les plans de schistosité).

Enfin, lorsque la direction de la contrainte principale majeure est oblique par rapport aux plans de schistosité, le pendage θ des plans de rupture est peu affecté par celui des plans de schistosité, et leur direction est généralement imposée par la linéation. Le plan de cisaillement est cependant confondu avec un plan de discontinuité lorsque α est voisin de 60° .

Les marnes de Sisteron ont un comportement élastique plastique au-delà de pressions de confinement qui varient de manière importante suivant l'orientation de la contrainte principale majeure par rapport aux plans de stratification.

Si cette pression de confinement est de l'ordre de 50 bars lorsque la direction de la contrainte principale majeure est perpendiculaire aux surfaces de stratification ($\beta = 0^\circ$), il faut atteindre une valeur de 200 bars lorsque cette direction est parallèle aux surfaces de discontinuité, et même plus ($\sigma_3 = 200$ bars pour $\beta = 50^\circ$; $\sigma_3 = 400$ bars pour $\beta = 60^\circ$) lorsque la direction de la contrainte principale majeure est oblique par rapport à la stratification, la rupture se produisant alors souvent par cisaillement suivant un plan de discontinuité.

Lorsque la direction de l'effort est perpendiculaire aux plans de stratification, la rupture plastique est caractérisée par l'apparition, à la surface des échantillons de nombreux plans de glissement obliques parallèles, qui n'étaient pas visibles au cours de la phase d'écrouissage. Le plan équatorial des échantillons est alors elliptique, le petit axe de l'ellipse étant confondu avec la linéation (fig. 3.13). Contrairement à la rupture plastique des échantillons cylindriques de roches à structure statistiquement isotrope, qui prennent une forme de "barillet" (symétrie axiale), les éprouvettes de roches à symétrie orthorhombique se déforment en "fiasque" de section elliptique.

Des coupes axiales effectuées dans la direction perpendiculaire à la linéation, ainsi que l'observation de la



Fig. 3.11 - Rupture par cisaillement en compression triaxiale
 $(\sigma_2 = \sigma_3 = 100 \text{ bars})$. Phyllades de Revin. Schistosité
 horizontale ($\alpha = 0^\circ$).



Fig. 3.12 - Rupture par cisaillement en compression triaxiale.
 $(\sigma_2 = \sigma_3 = 400 \text{ bars})$. Phyllades de Revin. Schistosité verticale ($\alpha = 90^\circ$)

note : Les échantillons ont été talqués avant essai, ce qui explique leur aspect externe.



Fig. 3.13 - Rupture plastique ou "fiasco". Marnes de Sisteron. Stratification horizontale ($\beta=0^\circ$).



Fig. 3.14 - Coupes axiales perpendiculaire et parallèle à la linéation et coupe équatoriale montrant un double niveau de surfaces de glissement, inégalement développées.

surface de joints de stratification (fig. 3.14) prouve l'existence d'une deuxième famille de plans de glissement conjugués par rapport aux premiers, plus diffus, possédant également la direction de la linéation. Malgré l'aspect extérieur des éprouvettes, on peut admettre qu'elles présentent encore la symétrie du système orthorhombique.

Cette observation est à rapprocher de celle que l'on a pu faire au sujet de la rupture par cisaillement des matériaux à comportement élastique fragile qui ne montrent que rarement une double rupture par cisaillement le long de plans conjugués. La rupture peut se produire en effet plus rapidement dans une direction et l'autre demeure alors masquée.

Des phénomènes analogues sont observables lorsque l'on fait varier la direction de la contrainte principale majeure par rapport à la structure. L'apparition d'une famille de plans de glissement est particulièrement favorisée lorsque l'angle β est voisin de 60° (fig. 3.15). Le frettage de tête de l'échantillon, du côté du contact avec le piston mobile de l'appareil de compression triaxiale (voir annexe) entraîne la formation d'un micropli en genou qui est de même type que ceux que l'on peut observer dans la nature (fig. 3.16). Une étude précise de l'influence du contact échantillons - pistons sur le mode et le type de rupture paraît s'imposer. Nous n'avons pas eu le temps et les moyens de nous y pencher.

L'orientation θ des surfaces de glissement est apparue comme très peu sensible aux variations de la pression de confinement. Elle est cependant très sensible lorsque

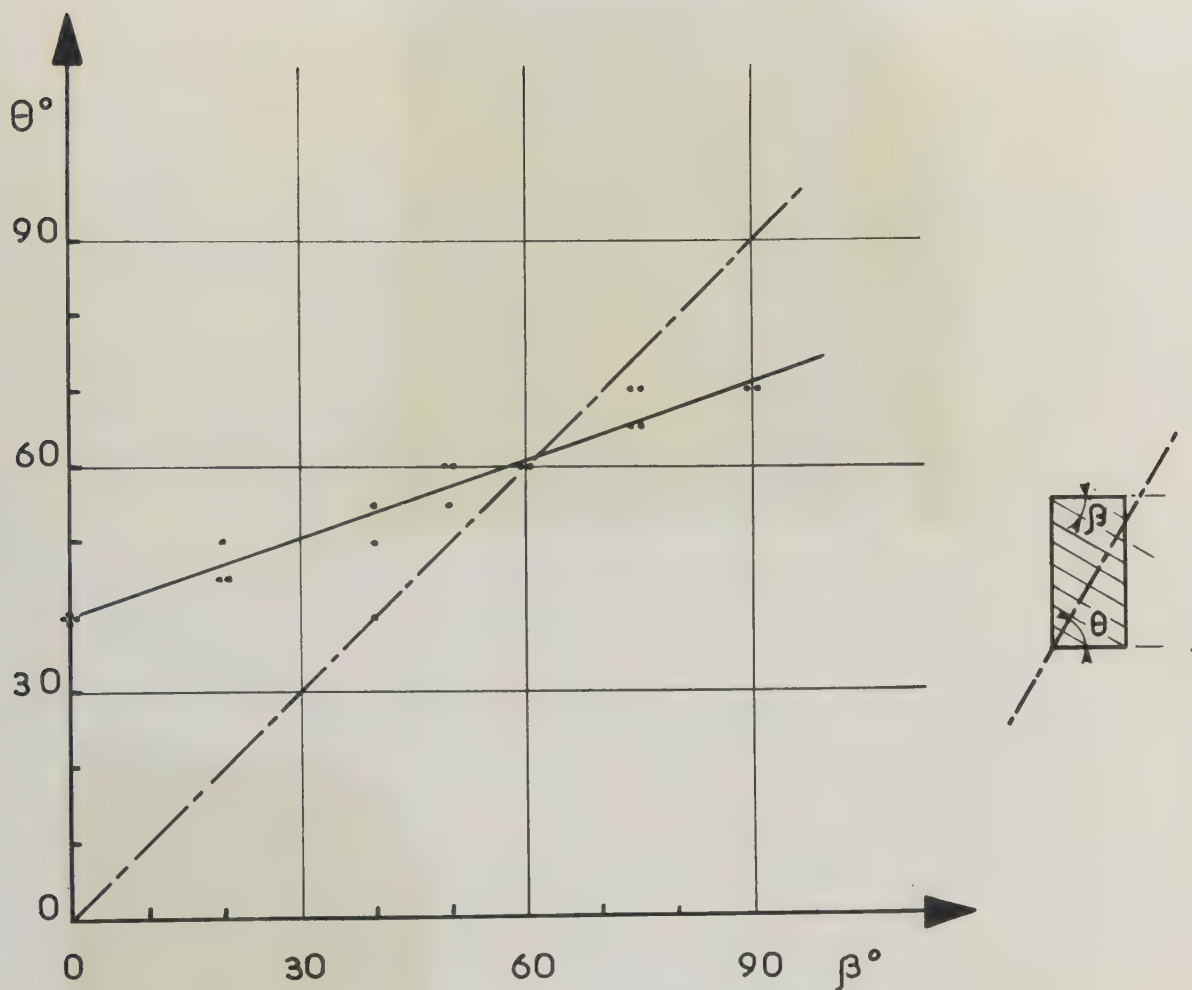


Fig. 3.17 - Variations du pendage θ des plans de rupture lorsque le pendage β des plans de stratification varie. Compression triaxiale ($\sigma_2 = \sigma_3 = 200$ bars)

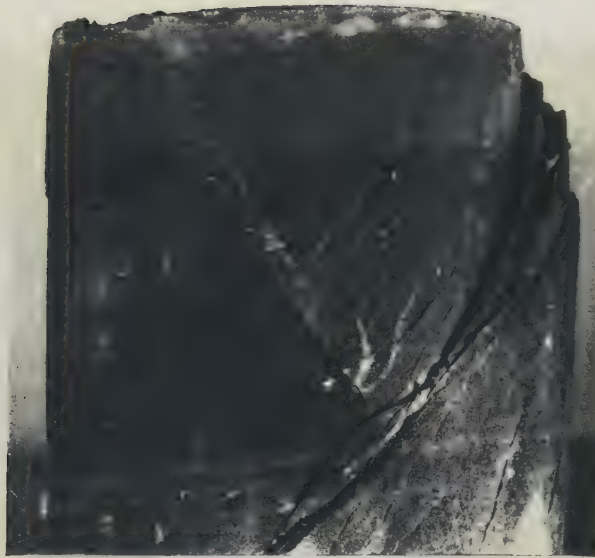


Fig. 3.15 - Rupture plastique. Marnes de Sisteron. Direction de la contrainte principale majeure oblique par rapport aux discontinuités ($\beta = 60^\circ$).



Fig. 3.16 - Micropli en "genou". Schistes ardoisiers du Col des Mouilles (sondage :-858m.).



Fig. 3.18 - Rupture plastique en "fiasco". Schistes du Cheylas. Pendage des plans de schistosité et de stratification : 30° .



Fig. 3.19 - Rupture par cisaillement. Schistes du Cheylas. Pendage des plans de schistosité et de stratification : 60° .

l'on modifie l'orientation $\frac{\pi}{2} - \beta$ de la direction de la contrainte principale majeure par rapport à la structure, pour une pression de confinement constante.

Le pendage θ des plans de glissement varie alors de manière linéaire avec l'angle β (fig. 3.17 : lorsque $0^\circ < \beta < 90^\circ$, on a : $40^\circ < \theta < 70^\circ$).

b/ Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions :

Les schistes du Cheylas ont un comportement très variable suivant l'orientation de la contrainte principale majeure par rapport à la structure.

Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 3 de la structure ($\alpha = \beta = 30^\circ$), il y a rupture de type plastique, les échantillons se déformant en "fiasque". Les déformations suivant la linéation sont faibles, mais, contrairement aux observations faites sur les marnes de Sisteron, il existe alors une seule famille de surfaces de glissement (fig. 3.18). Leur pendage semble confondu avec celui de la schistosité dans la région médiane des échantillons. La symétrie des "fiasques" est celle du système monoclinique.

Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 2 de la structure ($\alpha = \beta = 60^\circ$), il y a rupture de type fragile par cisaillement suivant un plan presque confondu avec la schistosité (fig. 3.19). Cette rupture est accompagnée de la formation d'une abondante poussière liée à la décohésion du matériau dans la zone de cisaillement.

Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à la linéation ($\alpha = \beta = 90^\circ$), la rupture par cisaillement est également de type fragile. Le plan oblique de rupture a alors la direction des plans de schistosité et son pendage est assez élevé ($60^\circ < \theta < 80^\circ$).

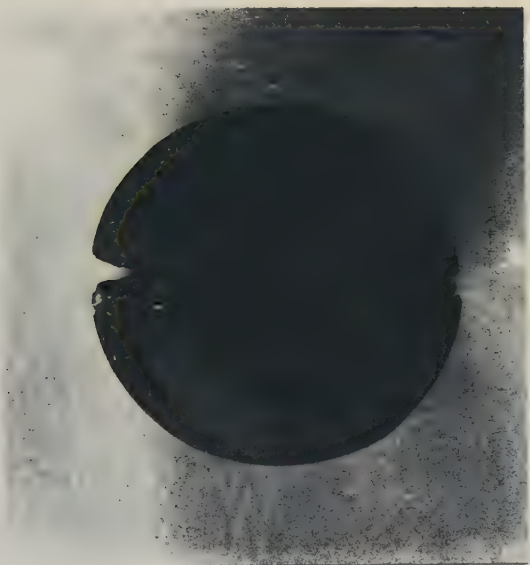
III.3.3 - La rupture en compression diamétrale :

Le but des essais de compression diamétrale effectués sur des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction est de déterminer la résistance à la traction de tels matériaux sollicités suivant les plans de discontinuité, ou perpendiculairement à ces plans.

Dans le cas d'un matériau isotrope, la rupture par traction se produit le long du plan défini par les génératrices de contact plateaux - éprouvette (fig. 3.20). On observe, le long de ces génératrices, la formation d'une zone de plasticité contenue lorsque les roches ainsi sollicitées sont composées de minéraux peu durs, ou possèdent une texture relativement lâche. Lorsque les roches sont plus dures, l'étendue de la zone de plasticité est plus faible, ou devient nulle.

Dans le cas des matériaux à anisotropie planaire discontinue dans une direction, les phénomènes observés sont très différents suivant l'orientation du plan G défini par les génératrices par rapport aux axes principaux de la structure.

Lorsque les discontinuités sont perpendiculaires à l'axe de l'échantillon, le plan G leur est perpendiculaire.



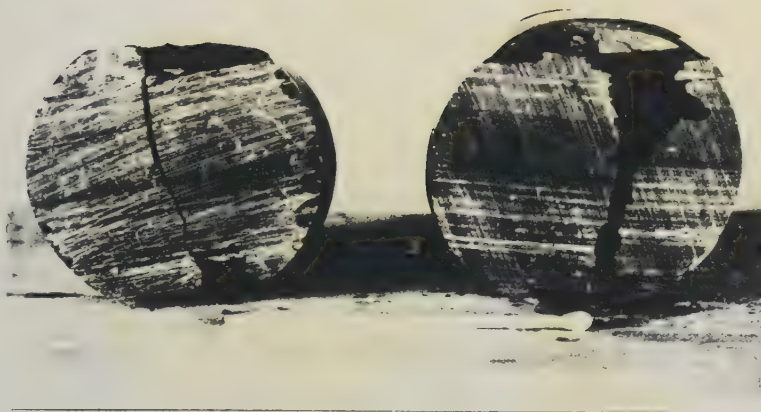
a) - Matériau "tendre" : plâtre.

b) - Roche plus dure : calcaire des Monts.

Fig. 3.20 - Rupture en compression diamétrale d'une roche à structure statistiquement isotrope.



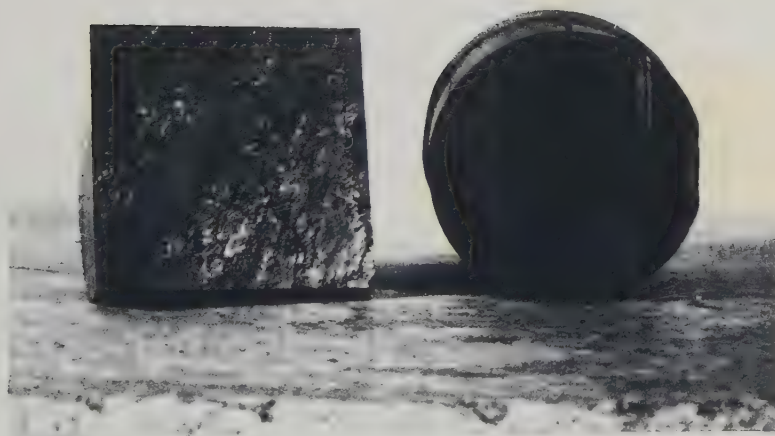
Fig. 3.21 - Rupture en compression diamétrale d'une roche à anisotropie planaire discontinue dans une direction. Schistes ardoisiers du Col des Mouilles. Plan défini par les génératrices de contact perpendiculaire aux discontinuités.



- a) - Plan défini par les génératrices de contact perpendiculaires aux discontinuités et parallèle à la linéation.



- b) - Plan défini par les génératrices de contact perpendiculaires aux discontinuités et perpendiculaire à la linéation.



- c) - Plan défini par les génératrices de contact parallèles aux discontinuités.

Fig. 3.22 - Rupture en compression diamétrale d'une roche à anisotropie planaire discontinue dans une direction. Phyllades de Revin.

La rupture des échantillons est alors souvent affectée par leur extension axiale. Ce phénomène n'est pas visible sur des éprouvettes d'éclatement faible, qui présentent une rupture par traction suivant le plan G. Les échantillons d'éclatement supérieur à un présentent par contre des ruptures "en rondelles" suivant plusieurs plans de schistosité qui perturbent plus ou moins grandement le phénomène de rupture par traction (fig. 3.21).

Lorsque les discontinuités sont parallèles à l'axe de l'échantillon, le plan G peut également leur être perpendiculaire (fig. 3.22 a et b). La rupture des éprouvettes est alors différente suivant que la linéation est parallèle au plan G, ou lui est perpendiculaire. Dans le premier cas (fig. 3.22a), cette rupture se produit toujours suivant une surface proche du plan G, car elle est favorisée par l'orientation préférentielle des fissures majeures. Dans le deuxième cas, la rupture se produit très rarement suivant le plan G. A la rupture par traction vient s'ajouter une rupture par glissement latéral à partir du centre de l'échantillon suivant un plan de discontinuité (fig. 3.22b). L'observation des ruptures relatives à des roches dures comme les phyllades de Revin semble alors indiquer clairement que le phénomène de rupture par traction prend naissance le long de l'axe des échantillons.

Enfin, lorsque les discontinuités sont parallèles au plan G défini par les génératrices de contact, la rupture des échantillons se produit suivant le plan de discontinuité de plus faible cohésion se trouvant dans la zone proche du plan G (fig. 3.22c).

Lorsque les roches soumises à de telles sollicitations sont composées de minéraux relativement tendres, la formation d'une zone de plasticité contenue le long des génératrices de contact, peut modifier plus ou moins grandement les phénomènes de rupture qui semblent alors liés au développement de ces zones de contact vers le centre des échantillons. La rupture ne prend alors plus naissance au niveau de l'axe des échantillons (fig. 3.22b).

Les essais de compression diamétrale effectués sur des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions sont beaucoup plus difficiles à interpréter, les ruptures observées étant souvent très complexes. Il semble que ce type d'essais soit peu adapté à la détermination de la résistance à la traction de tels matériaux rocheux.

III.3.4 - Essais de traction monoaxiale :

La répartition des contraintes dans les essais de traction monoaxiale est souvent affectée par le mode d'accrochage des têtes des échantillons cylindriques. Nous avons tenté de limiter l'action de ce facteur expérimental en "noyant" la tête des éprouvettes dans de la résine, sur une épaisseur de 2 à 4 cm (diamètre des échantillons : 100 à 180 mm ; élanement deux).

La rupture des échantillons de roches à fissuration statistiquement isotrope se produit suivant une surface (parfois complexe), d'orientation générale perpendiculaire à l'effort de traction (fig. 3.23).

Dans le cas des roches à anisotropie planaire discontinue, la surface de rupture est confondue avec le plan de discontinuité de plus faible cohésion lorsque la direction

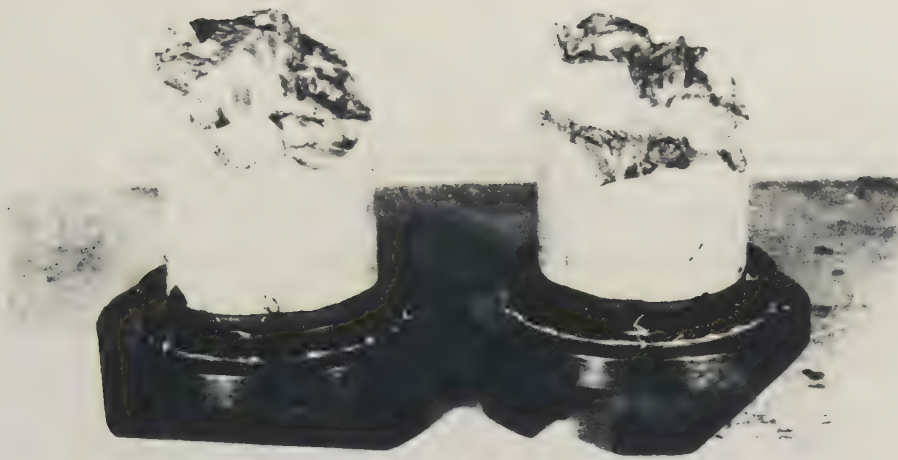


Fig. 3.3 - Rupture en traction, perpendiculaire d'une roche à fissuration statistiquement isotrope. Colonne des fonts.

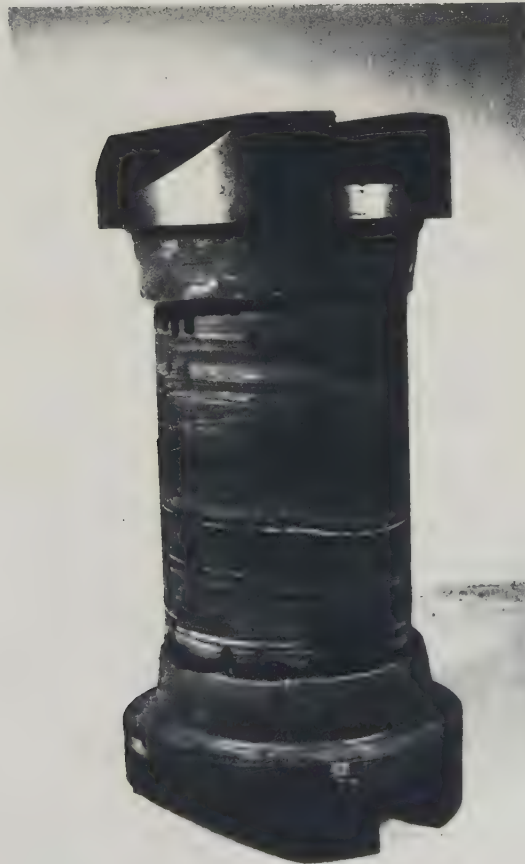


Fig. 3.4 - Rupture en traction, perpendiculaire d'une roche à anisotropie planaire discontinue dans une direction. Phyllades de Bevin. Effort perpendiculaire à la schistosité ($\alpha = 0^\circ$).

de l'effort est perpendiculaire à ces plans (fig. 3.24). Dans le cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions, le phénomène peut être compliqué par la rupture suivant un plan oblique de discontinuité. La rupture en traction présente alors des phénomènes de cisaillement locaux. Ceux-ci ne semblent pas, pourtant, affecter grandement les caractéristiques de résistance à la traction le long de ces plans.

Lorsque la direction de l'effort est parallèle aux plans de discontinuité, la rupture est affectée par des phénomènes parasites dus à des mouvements de glissement le long de certains plans de discontinuité, auxquels viennent s'ajouter des phénomènes d'antifretage dans les zones de collage des échantillons. Ce type d'essais ne semble plus adapté à la recherche de la résistance à la traction de tels matériaux, perpendiculairement aux plans de discontinuité (on arrive d'ailleurs souvent à la résistance à la traction de la colle).

III.3.5 - Essais de cisaillement direct :

Lundborg a proposé un appareil de double cisaillement à plan imposé [3.16] dans lequel la contrainte normale induit par effet Poisson une certaine pression de confinement si l'échantillon est convenablement ajusté à l'intérieur d'un bloc métallique (voir en annexe).

Nous avons effectué de tels essais sur des échantillons cylindriques de roches à anisotropie planaire discontinue, afin de déterminer de manière rapide les caractéristiques de la rupture en cisaillement et du frottement le long des surfaces de rupture, que ce soit dans les plans de discontinuité, ou perpendiculairement à ces plans, lorsque la contrainte normale de cisaillement varie.

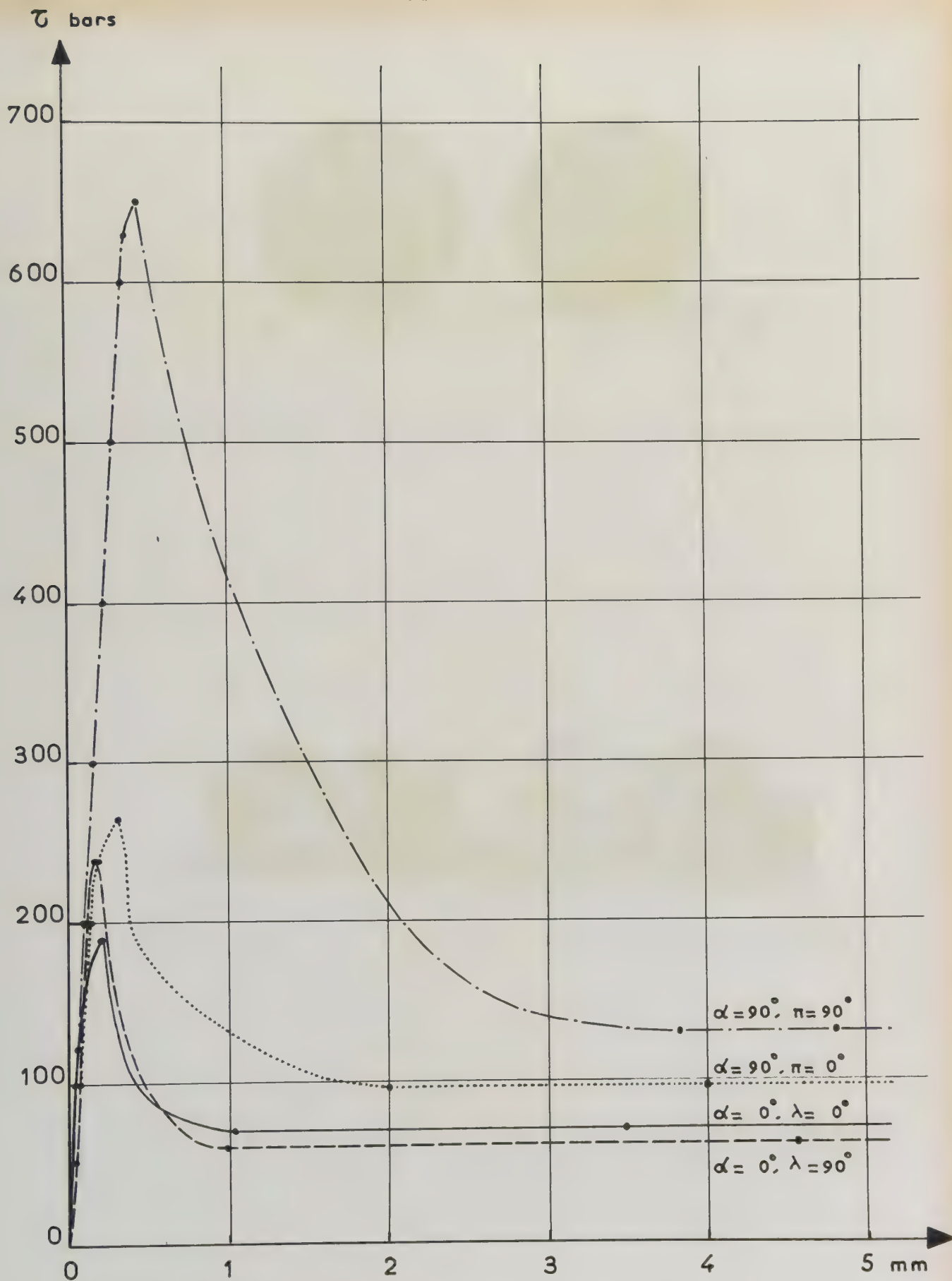
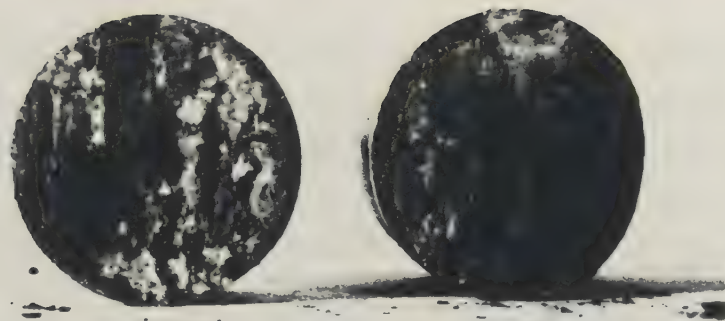
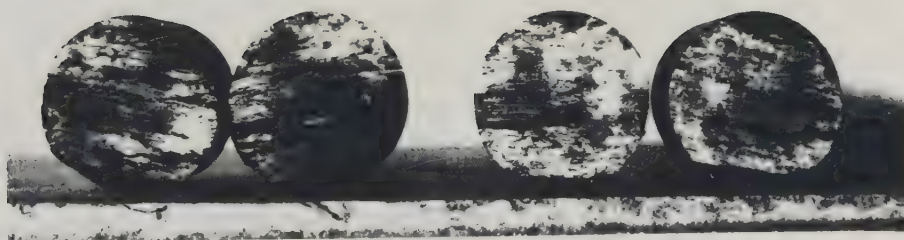


Fig. 2.25 - Courbes de déplacement tangentiel en cours de cisaillement direct. Phyllades de Revin.

Contrainte normale de cisaillement : $\sigma = 50$ bars



a) - Effort tangentiel de cisaillement parallèle aux discontinuités.



b) - Effort tangentiel de cisaillement perpendiculaire aux discontinuités.

Fig. 3.26 - Surfaces de rupture par cisaillement direct de type Lundborg, perpendiculaires aux discontinuités. Phyllades de Revin.

Le phénomène de développement de la rupture est très court (fig. 3.25) puisque, au-delà de la phase de déformation élastique des courbes de déplacement tangentiel, apparaît très rapidement le "pic" de la rupture (contrainte tangentielle de cisaillement maximum). Au-delà de la rupture, le déplacement tangentiel croît de manière importante, alors que la contrainte tangentielle de cisaillement décroît, affecté quelquefois par le cisaillement local d'aspérités situées sur les surfaces de rupture (fig. 2.31). Le déplacement se poursuit enfin, sous une charge tangentielle constante correspondant à la contrainte nécessaire au glissement plan sur plan des surfaces de rupture (contrainte tangentielle de cisaillement ultime). Ce déplacement est cependant limité par la conception de l'appareil à quelques mm.

L'allure des surfaces de rupture après glissement est affectée par de nombreux décrochements lorsque la rupture se fait perpendiculairement aux plans de discontinuités (fig. 3.26). Ces décrochements sont plus ou moins accompagnés de zones de plasticité dues à l'écrasement des aspérités majeures.

Les surfaces de rupture sont au contraire parfaitement planes lorsque le cisaillement se produit dans des plans de discontinuité. Seule, une fine poussière accompagnée de la formation de quelques plaquettes dues au décollement d'agregats minéraux le long des fissures majeures, caractérisent alors la rupture.

III. 4 - CRITERES DE RUPTURE DES ROCHES A ANISOTROPIE PLANAIRE DISCONTINUE. (1)

L'originalité des phénomènes de rupture fragile des roches à anisotropie planaire discontinue réside dans le fait qu'elles présentent, dans de nombreux cas de sollicitations, un développement de la fissuration amenant très rapidement à la rupture (rupture par glissement ou par extension suivant les plans de discontinuité en compression monoaxiale, rupture par cisaillement en compression tri-axiale).

Les critères d'apparition du développement de la fissuration peuvent alors être confondus, en première approximation, avec les critères de rupture de telles roches.

Le critère de Griffith relatif aux conditions d'apparition du phénomène de rupture à partir de fissures ouvertes orientées suivant une direction faisant un angle α avec la normale à la contrainte principale majeure σ_1 s'écrit, d'après (2) et (4) :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_t} = \frac{4}{[(1 + K) + (1 - K) \cos 2\alpha] - \sqrt{2 [(1 + K^2) + (1 - K^2) \cos 2\alpha]}}$$

où σ_t est la résistance à la traction suivant les fissures ouvertes.

(16)

(1) Ce chapitre devrait suivre et non précéder le chapitre rapportant les résultats expérimentaux car il tient compte de ces résultats dans le choix de certains critères de rupture. Nous l'avons cependant placé ici afin que le lecteur ait une meilleure compréhension des résultats présentés par la suite.

Dans le cas particulier de la compression monoaxiale, le critère s'écrit :

$$\sigma_1 = \frac{2 \sigma_t}{\cos^2 \alpha - \cos \alpha} \quad (17)$$

Le critère de Mac Clintock et Walsh, relatif à des fissures fermées, s'écrit, de la même façon :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_t} = \frac{4}{\mu[(1 + K) + (1 - K) \cos 2\alpha] - (1 - K) \cdot \sin 2\alpha} \quad (18)$$

Dans le cas particulier de la compression monoaxiale, le critère modifié pour les fissures fermées s'écrit :

$$\sigma_1 = \frac{2 \sigma_t}{\sin \alpha (\mu \cdot \sin \alpha - \cos \alpha)} \quad (19)$$

III.4.1 - Critères de rupture en compression mono-axiale :

Les roches à anisotropie planaire discontinue peuvent présenter, comme nous l'avons vu, trois types distincts de rupture en compression monoaxiale :

- des ruptures par extension, qui ne semblent pas affectées par les plans de discontinuités, mais orientées parallèlement à la linéation,
- des ruptures par glissement dans les plans de discontinuités,
- des ruptures par extension suivant les plans de discontinuités.

La surface limite de rupture de tels matériaux doit donc être constituée de surfaces tronquées et l'on peut

distinguer, comme Sirieys l'a fait [3.17] pour les matériaux à symétrie axiale, trois surfaces de rupture distinctes.

a/ Surfaces limites de rupture par extension suivant la linéation :

Contrairement au cas général signalé au début de III.4, lorsque la direction de l'effort est proche de la normale aux plans de discontinuité, la phase de développement des fissures s'individualise bien et on ne peut alors valablement confondre les critères relatifs aux deux phénomènes.

Dans le cas d'un matériau à fissuration statistiquement isotrope, les traces des surfaces limites de rupture par extension peuvent être représentées par un arc de cercle dans un repère (σ_1, α) en coordonnées polaires. La loi de l'extension maximale (10) s'écrit alors :

$$\sigma_1 = - \epsilon_0 \cdot \frac{E}{\nu} \quad (20)$$

Dans le cas d'un matériau à anisotropie planaire discontinue, le rapport $\frac{E \alpha z}{\nu \alpha y}$ décroît lorsque α croît (α voisin de 0°). La trace de la surface limite de rupture par extension $[\Sigma_0]$ ne sera plus alors un arc de cercle dans le repère (σ_1, α) (fig. 3.27). L'extension maximale se fait dans la direction perpendiculaire à la linéation, ce qui explique l'orientation préférentielle des surfaces de rupture.

b/ Surfaces limites de rupture par glissement suivant les plans de discontinuité :

Les fissures majeures se ferment généralement en début de compression lorsque la direction de l'effort est oblique par rapport aux discontinuités. La rupture survient alors très rapidement après l'apparition du phénomène de développement de la fissuration.

On peut donc, en première approximation, confondre le critère de rupture par glissement suivant les plans de discontinuité, avec celui de Mac Clintock et Walsh :

$$\sigma_1 = \frac{2 \sigma_t}{\sin \alpha (\mu \cdot \sin \alpha - \cos \alpha)} \quad (19)$$

la rupture qui apparaît aux extrémités des fissures majeures et se propage suivant un ou plusieurs plans de discontinuités étant toujours accompagnée de frottement.

Le minimum de cette courbe $[\Sigma_1]$ apparaît pour $\alpha_m = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \text{Arc tg } \mu$.

La loi limite de rupture par glissement le long des plans de discontinuité s'écrit, dans un repère de Mohr :

$\tau_{xz} = \mu \cdot \sigma_{xx} - 2 \sigma_t$, avec $\sigma_{xx} > 0$, qui est la loi de frottement avec seuil.

Le tenseur contraintes peut être représenté par un vecteur $\vec{s}$ dans le repère en coordonnées polaires (σ_1, α) [3.17], que l'on fait coïncider avec le plan de Mohr (σ_{xx}, τ_{xz}) afin de construire la courbe intrinsèque de glissement $[C_1]$ (fig. 3.27).

Lorsque les plans de discontinuité présentent une symétrie axiale, le coefficient de frottement μ est constant. Lorsque ces surfaces présentent une direction structurale préférentielle, le coefficient de frottement μ varie avec l'orientation de la direction de glissement par rapport à la linéation.

c/ Surfaces limites de rupture par extension suivant les plans de discontinuité :

Les fissures majeures ont tendance à s'ouvrir en début de compression lorsque la direction de l'effort est proche

de celle des plans de discontinuité. Après une longue phase de déformations élastiques, la rupture survient brutalement. On est donc tenté de confondre le critère de rupture par extension normale aux plans de discontinuité avec celui de Griffith, relatif au développement de la fissuration à partir des fissures ouvertes :

$$\sigma_1 = \frac{2\sigma_t}{\cos^2\alpha - \cos\alpha}, \quad \alpha \neq 90^\circ \quad (17)$$

L'expérience montre qu'il n'en est rien. Il semble que la courbe limite de rupture par glissement suivant les plans de discontinuité soit tronquée par la courbe limite $[\Sigma_2]$ de rupture par extension normale aux plans de discontinuité, vérifiant la loi de l'extension maximale :

$$\sigma_1 = \frac{E \cdot \varepsilon'_0}{\nu \cdot \sin^2\alpha - \cos^2\alpha}, \quad \text{avec } \operatorname{tg}\alpha > \frac{1}{\nu} \quad (21)$$

ε'_0 est une deuxième constante physique.

On peut également écrire cette équation sous la forme :

$$\sigma_1 = - \frac{E\alpha z \cdot \varepsilon'_0}{\nu_{\alpha y}}, \quad (22)$$

le rapport $\frac{E\alpha z}{\nu_{\alpha y}}$ croissant avec α (fig. 3.27).

Nous avons constaté, dans le paragraphe précédent, que ce type de rupture apparaît dès que le glissement suivant les plans de discontinuité est contrarié par un "blocage" dans la zone de contact avec les plateaux de la presse.

Ce phénomène peut se répéter lorsque l'on modifie l'éclancement des échantillons et il est intéressant de faire quelques remarques à ce sujet, car des conditions analogues

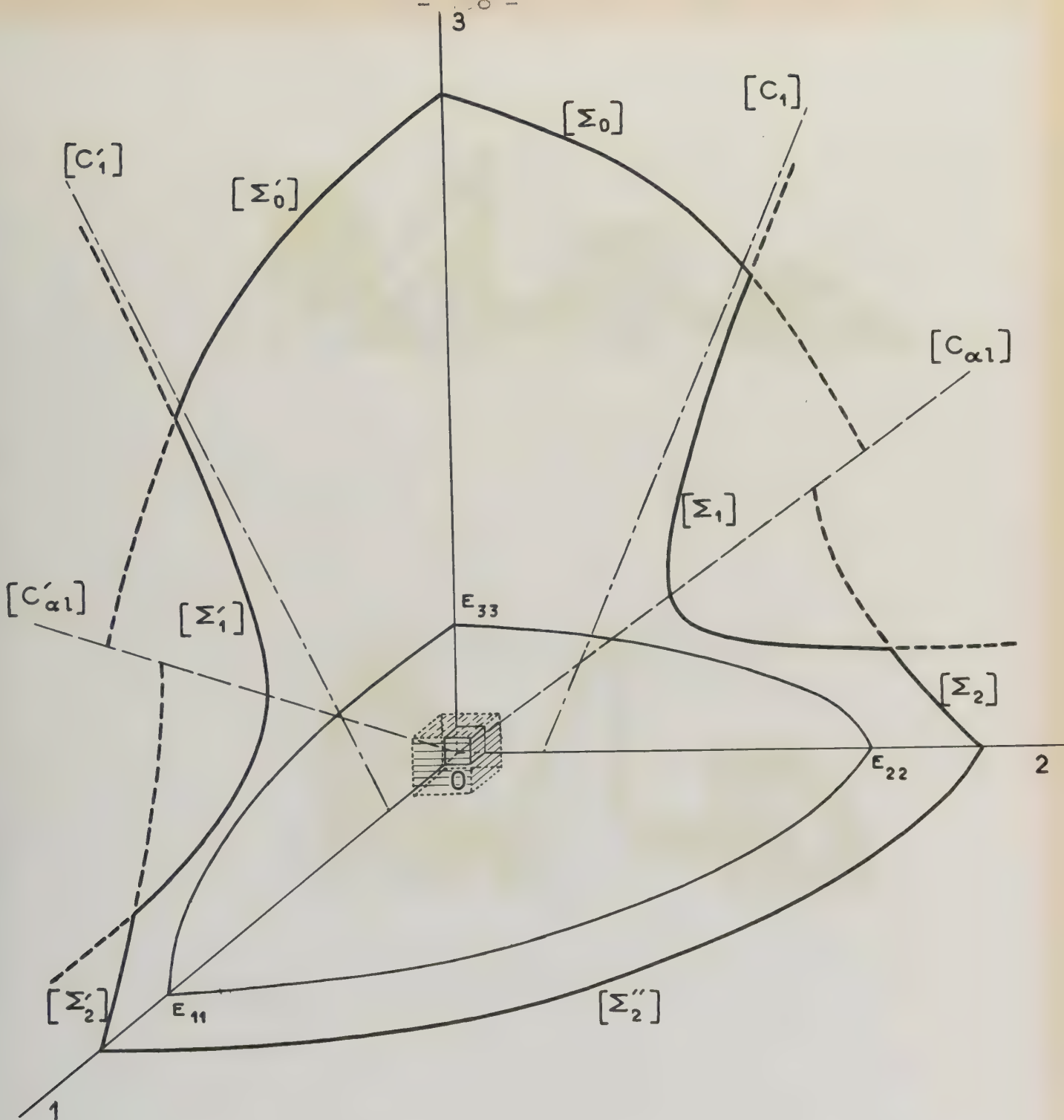
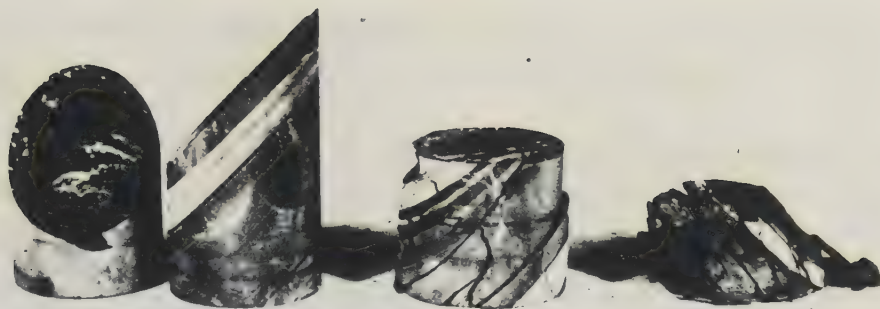


Fig. 3.29 - Surface limite de rupture et surface représentative de l'anisotropie des modules dans le repère de référence structurale. Roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.



- a) - Direction de l'effort orientée à 45° par rapport à la normale aux discontinuités ($\alpha = 45^\circ$).



- b) - Direction de l'effort orientée à 60° par rapport à la normale aux discontinuités ($\alpha = 60^\circ$).

Fig. 3.28 - Influence de l'élancement sur la rupture des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

se présentent parfois lors de la construction d'excavations dans des massifs à structure discontinue.

Lorsque l'angle α a une valeur inférieure à α_l (la valeur de cet angle dépend des valeurs respectives de ε_0 et ε'_0 , mais est généralement voisine de 50°), la rupture observée est une rupture par extension, peu dépendante des plans de discontinuité (fig. 3.28a). Le critère de rupture par extension peut encore être assimilé à celui du premier type : $\sigma_1 = -\varepsilon_0 \cdot \frac{E\alpha z}{\gamma\alpha y}$

Lorsque l'angle α a une valeur supérieure à α_l , la rupture par extension se produit suivant les plans de discontinuité (fig. 3.28b). Il semble que l'on puisse alors assimiler le critère de rupture par extension à la deuxième équation proposée : $\sigma_1 = -\varepsilon'_0 \frac{E\alpha z}{\gamma\alpha y}$.

La courbe représentative de l'anisotropie des résistances dans le plan (σ_1, α) doit donc être complétée par le prolongement des courbes $[\Sigma_0]$ et $[\Sigma_2]$ jusqu'à la valeur $\sigma_{1\alpha_l}$ (fig. 3.27).

La trace des surfaces limites de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction est bien composée des trois courbes tronquées $[\Sigma_0]$, $[\Sigma_1]$ et $[\Sigma_2]$ lorsque l'effort est situé dans les plans (2,3) ou (3,1). Cependant, lorsque l'effort est situé dans le plan (1,2), la courbe représentative de l'anisotropie des résistances s'écrit : $\sigma_1 = -\varepsilon'_0 \frac{E\lambda z}{\gamma\lambda z}$, λ étant l'angle que fait la normale à l'effort avec la linéation. Cette courbe est très voisine d'un arc de cercle dans le repère (σ_1, λ) situé dans ce plan (fig. 3.29).

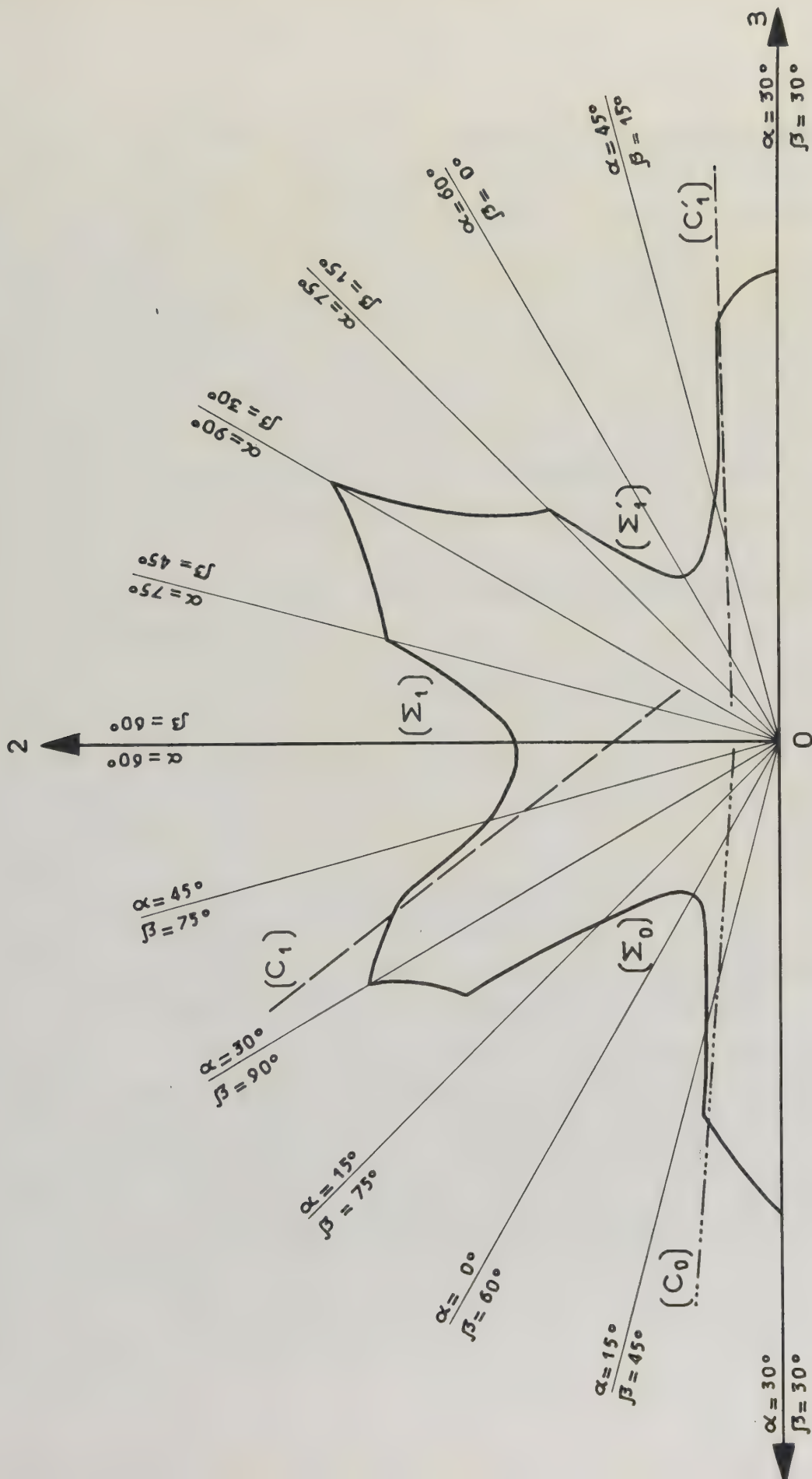


Fig. 3.20 - Courbe limite de rupture dans le plan (2,3). Roche à anisotropie planaire discontinue dans deux directions. Ouverture des dièdres : $\psi = 60^\circ$. Linéation d'intersection marquée par des redans dissymétriques.

$[\Sigma_0]$ Courbe limite de rupture suivant la stratification.

$[\Sigma_1]$ et $[\Sigma'_1]$ Courbes limites de rupture suivant la schistosité.

Sens du glissement respectivement contrarié et non contrarié par les redans.

Dans le cas des roches à anisotropie discontinue dans deux directions, la surface limite de rupture est plus complexe. Elle est essentiellement caractérisée, dans chacun des plans (2,3), (3,1) et (1,2), par les courbes de rupture par glissement suivant la stratification $[\Sigma_C]$ et la schistosité $[\Sigma_1]$. Cependant, l'une des familles de discontinuité peut avoir une linéation d'intersection présentant des redans dissymétriques. La courbe de rupture par glissement correspondante aura alors des caractéristiques variables suivant la direction du glissement par rapport à la linéation mais également suivant le sens du glissement (fig. 3.30).

III.4.2 - Critères de rupture en compression tri-axiale :

La rupture des roches en compression triaxiale est une rupture par cisaillement suivant un plan oblique, à partir d'une pression de confinement qui est généralement faible (elle est comprise entre 0 et 50 bars dans la plupart des cas).

Le développement des zones de cisaillement amenant à la rupture est extrêmement rapide. On peut donc confondre le critère de rupture en compression triaxiale avec le critère d'apparition du développement des fissures.

Lorsque la direction de la contrainte principale majeure est oblique par rapport aux plans de discontinuité, de manière à ce que la rupture se produise par glissement suivant un plan de schistosité ($40^\circ < \alpha < 60^\circ$), la courbe limite de rupture peut être représentée par la courbe représentative du critère de Mac Clintock et Walsh :

$$\sigma_1 = \frac{4 \sigma_t}{\mu[(1 + K) + (1 - K) \cos 2\alpha] - (1 - K) \cdot \sin 2\alpha} \quad (18)$$

qui s'écrit, dans un repère de Mohr :

$$\tau_{xz} = \mu \cdot \sigma_{xx} - 2 \sigma_t \cdot$$

Dans les autres cas de rupture, le coefficient de frottement μ varie avec l'orientation de la surface de rupture par rapport aux plans de discontinuité. Seuls, des critères empiriques peuvent alors représenter la courbe limite de rupture. Signalons celui de Murrel et Hobbs [3.18] qui s'écrit, dans un repère de Mohr :

$$\tau_{xz} = a \cdot \sigma_{xx}^n + \tau_0 \quad (23)$$

III.4.3 - Critère de rupture en compression diamétrale :

Les équations du champ dans le domaine élastique ont été établies par Hertz [3.19] . L'essai de compression diamétrale, appelé "essai brésilien", réalise un champ de traction uniforme σ_y dans le plan diamétral passant par les génératrices de contact (fig. 3.31). La contrainte σ_x est une compression variable. Au centre de la section, on a :

$$\begin{aligned} \sigma_y &= - \frac{2 P}{\pi \cdot d \cdot l} \\ \sigma_x &= \frac{6 P}{\pi \cdot d \cdot l} \\ \sigma_z &= 0 \end{aligned} \quad (24)$$

P représentant l'effort exercé.

L'interprétation de cet essai n'est pas simple car si

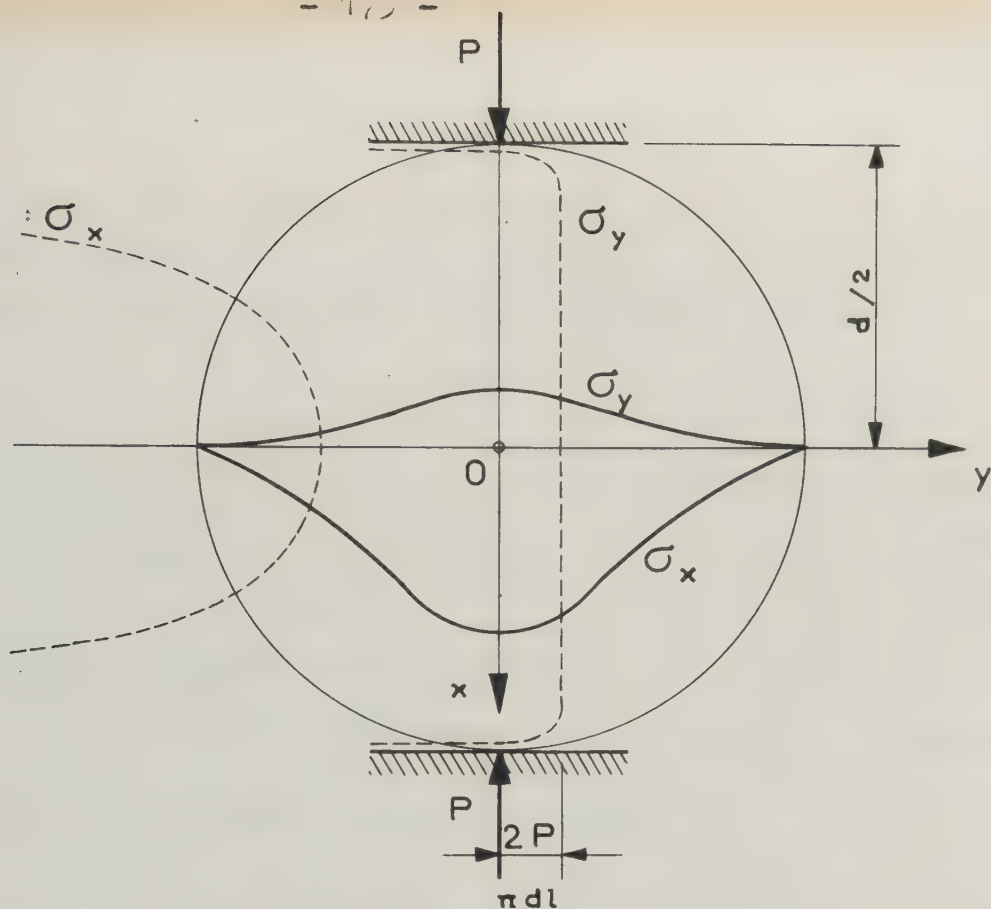


Fig. 3.31 - Champ de contraintes dans l'essai de compression diamétrale.

l'on trace les cercles de Mohr représentant l'état de contraintes des différents points du diamètre de rupture, on constate qu'ils contiennent tous le cercle de Mohr du centre

En filmant le phénomène de rupture, Brown et Trollope ont cependant montré que, pour les roches dures, la rupture apparaît toujours au centre des échantillons. Colback l'avait déjà mis en évidence par photoélasticité.

Sirieys [3.20] a vérifié expérimentalement sur des roches à structure statistiquement isotrope que la déformation d'extension ϵ_z de l'axe de l'éprouvette varie de façon

sensiblement linéaire avec l'effort P. Les courbes (σ_y , ϵ_z) permettent alors de déterminer une constante élastique H qui s'exprime dans le cas de l'isotropie par :

$$H = \frac{E}{2\nu} .$$

Dans le cas de la rupture en rondelles (voir 3.33), si l'on assimile les échantillons à un continu isotrope de caractéristiques élastiques E_{11} et ν_{13} ou E_{22} et ν_{23} (suivant que la linéation est parallèle à Ox ou lui est perpendiculaire), le critère de rupture sera de la forme :

$$\sigma = \frac{E_{33}}{2\nu_{23}} \cdot \epsilon_e , \quad \epsilon_e \text{ étant une constante}$$

physique caractéristique du matériau.

III. 5 - Résultats expérimentaux : ANISOTROPIE DES RÉSISTANCES.

III.5.1 - Compression monoaxiale.

a/ Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction :

L'analyse de l'anisotropie des résistances sur de tels matériaux a été effectuée sur des éprouvettes cylindriques d'éclatement 2 (parfois plus faible, pour obtenir des ruptures par extension lorsque l'effort est oblique par rapport aux discontinuités) de 25 ou 38 mm de diamètre.

L'anisotropie des résistances des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction ayant toujours la même allure, nous allons présenter les résultats concernant les phyllades de Revin, auxquels nous adjoindrons succinctement quelques exemples supplémentaires.

- Nous avons effectué des essais de compression mono-axiale sur 3 lots d'échantillons de phyllades de Revin (25 mm de diamètre) caractérisés par l'orientation α de l'effort par rapport à la normale aux plans de discontinuité. La linéation de tous les échantillons était par ailleurs perpendiculaire à l'effort (effort situé dans le plan 2,3 : (tableau page suivante).

Il apparaît que les ruptures par extension orientées par la linéation et les ruptures par extension normale aux plans de schistosité suivent assez bien la loi de l'extension maximale.

De la même façon, les ruptures par glissement vérifient parfaitement le critère de Mac Clintock et Walsh pour les fissures fermées (fig. 3.32). La loi de frottement avec seuil pour les phyllades de Revin s'écrit :

$$\tau = 0,21 \cdot \sigma + 60.$$

La résistance minimale est obtenue pour $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \text{ Arc tg } \mu = 51^\circ$.

On remarquera que la dispersion des résultats est nettement plus élevée en ce qui concerne les résistances à la rupture par glissement.

- L'anisotropie des résistances présentée par les schistes ardoisiers du Col des Mouilles est du même type (fig. 3.33), bien que la dispersion des résultats soit plus faible.

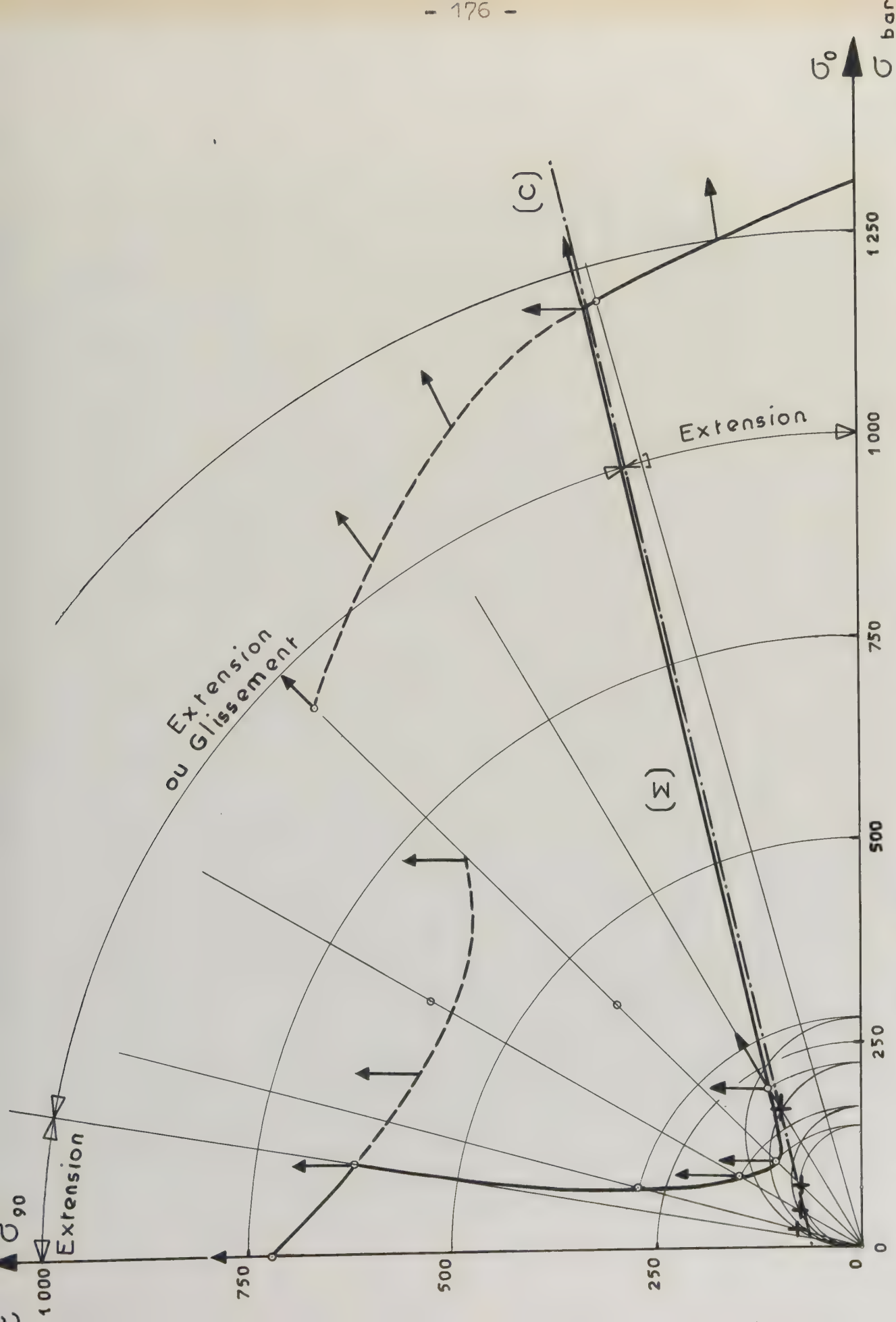


Fig. 3.22 - Anisotropie des résistances en compression monoaxiale. Phyllades de Revin.
Linéation perpendiculaire à l'effort.

Orientation de l'effort α degrés		0	15	30	45	60	75	90	90
σ_{α} moyen bars	Extension	1 320	1 200	-	(5) 940	(3) 695	-	600	710
	Glissement	-	-	230	150	170	180	-	-
Nombre d'essais n		10	7	-	7	8	-	7	13
Coefficient de variations V (1)		0,17	0,21	-	0,20	0,17	-	0,32	0,25
$K = \frac{E}{V} \cdot 10^5$ bars		-	-	0,45	0,77	0,44	0,45	-	-
(2) $\epsilon_0 = \frac{\sigma_0}{K} \cdot 10^{-4}$		17,2	15,7	12,4	14,0	-	-	15,5	17,8
(2) $\epsilon'_0 = \frac{\sigma_{90}}{K} \cdot 10^{-4}$		770	765	-	675	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-	405	400

- (1) Le coefficient de variation est le rapport de l'écart-type à la moyenne.
- (2) Il serait erroné de penser que les valeurs calculées de ϵ_0 et ϵ'_0 correspondent aux déformations transversales maximales des échantillons à la rupture. Il faut, en effet, tenir compte du fait que les coefficients E et V varient au-delà de la phase de déformations élastiques (E décroît généralement, alors que V croît).
- (3) Résultats obtenus grâce à un élanement convenable

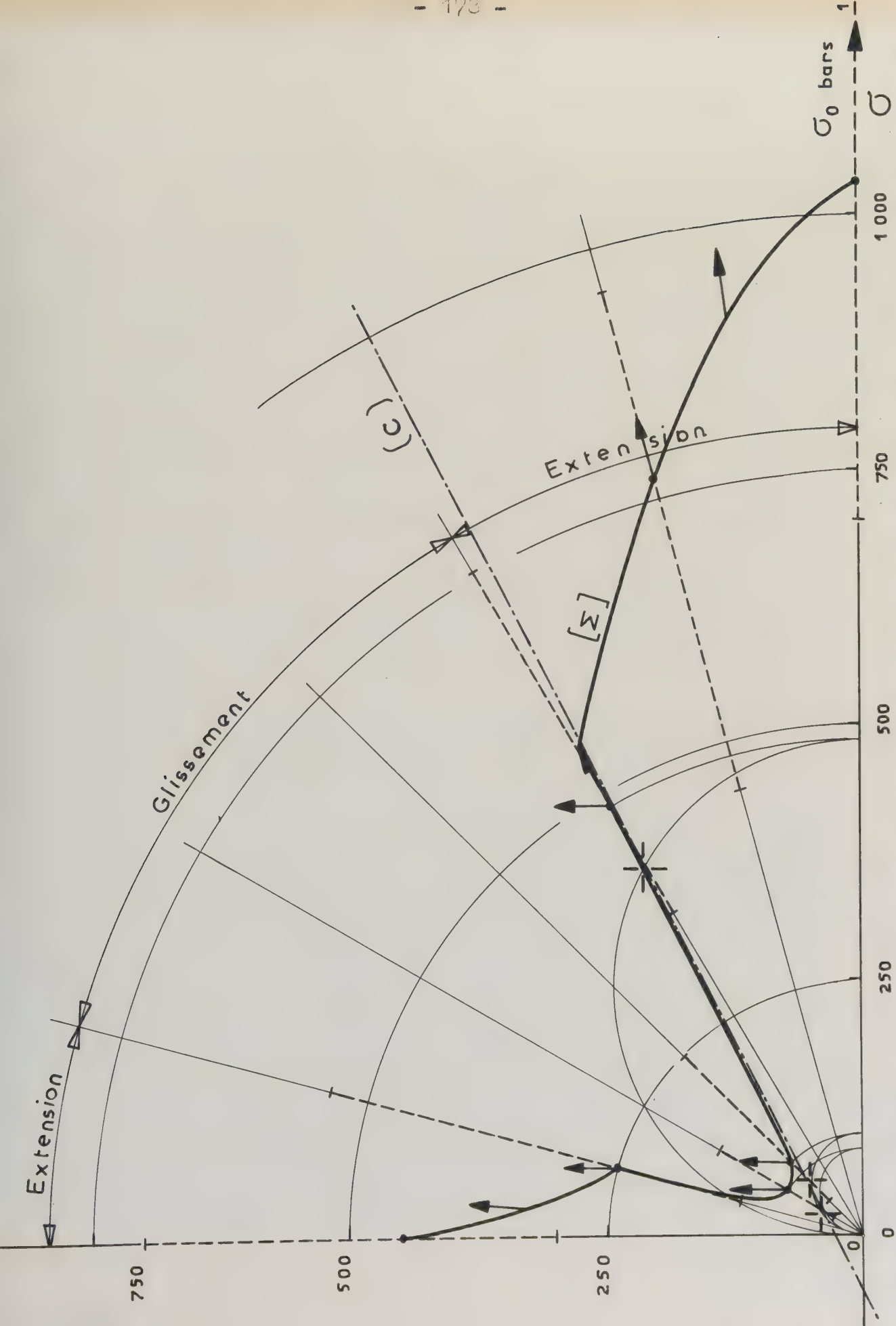


Fig. 2.32 - Anisotropie des résistances en compression nonaxiale. Schistes ardoisiers du Col des Mouilles. Linéation perpendiculaire à l'effort.

α	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
σ_{α} bars	1 030	770	485	100	90	250	450
n	16	12	13	15	11	10	12
V	0,10	0,16	0,32	0,23	0,29	0,33	0,18

La loi de frottement avec seuil s'écrit alors :

$$\tau = 0,52 \cdot \sigma + 25$$

La résistance minimale est obtenue pour :

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \text{Arctg} \mu = 59^\circ.$$

- Enfin, pour les marnes de Sisteron (fig. 3.39), la loi de frottement avec seuil a pour équation :

$$\tau = 0,23 \cdot \sigma + 57$$

Les ruptures par extension normale aux surfaces de stratification se produisent, pour ce matériau, à des contraintes supérieures à celles qui correspondent aux ruptures par extension orientées par la linéation minérale.

β	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
σ_{β} bars	290	255	205	130	150	270	300
n	16	12	14	15	14	12	19
V	0,10	0,16	0,33	0,26	0,26	0,39	0,20

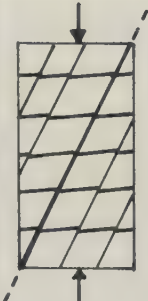
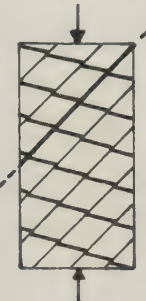
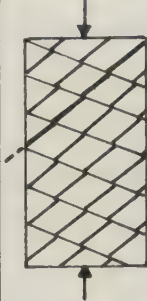
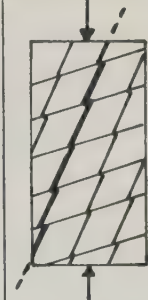
Orientation des Echantillons (-- rupture)						
Lot	1	2	3	4	5	6
Schistosité	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 15^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$
Stratification	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 30^\circ$	$\beta = 90^\circ$	$\beta = 15^\circ$
Résistance moyenne	150 bars	290 bars	215 bars	180 bars	270 bars	250 bars
Coefficient de Variation	0,19	0,20	0,18	0,24	0,13	0,13
Orientation des Echantillons (-- rupture)						
Lot	7	8	9	10	11	12
Schistosité	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	$\alpha = 75^\circ$	$\alpha = 75^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
Stratification	$\beta = 75^\circ$	$\beta = 0^\circ$	$\beta = 60^\circ$	$\beta = 15^\circ$	$\beta = 45^\circ$	$\beta = 30^\circ$
Résistance moyenne	305 bars	190 bars	295 bars	145 bars	380 bars	220 bars
Coefficient de Variation	0,16	0,21	0,20	0,18	0,16	0,15

Fig. 3.34 - Anisotropie des résistances en compression monoaxiale.
Schistes du Cheylas. Linéation perpendiculaire à l'effort. Tableau de résultats et types de rupture.

On remarquera que pour ces deux derniers matériaux, où les discontinuités ont des caractéristiques plus homogènes, la dispersion des résultats est maximale pour les lots d'échantillons pouvant donner lieu à une double rupture par extension, ou par glissement, c'est-à-dire pour une valeur de α voisine de 30° et de 75° .

b/ Cas des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions :

On a étudié les variations de résistance des schistes du Cheylas sur 12 lots d'éprouvettes dont la linéation était perpendiculaire à l'effort (effort situé dans le plan 2,3) en faisant varier les angles α et β de 15° .

Les ruptures observées (fig. 3.34) se sont généralement produites suivant un plan de discontinuité, sauf pour deux lots d'échantillons où la surface de rupture était plus complexe ($\alpha = \beta = 30^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 90^\circ$) et se produisait "en escaliers".

On a distingué, sur la figure 3.35, trois courbes caractéristiques du glissement, suivant la stratification $[\Sigma_0]$, suivant la schistosité avec glissement contrarié par les redans dissymétriques $[\Sigma_1]$, suivant la schistosité avec glissement non contrarié $[\Sigma_2]$.

Chacune de ces courbes vérifie le critère de rupture par glissement. L'équation des droites intrinsèques de glissement C_0 , C_1 , et C_2 , rapportées dans un repère de Mohr, s'écrit :

C_0	:	$\tau = 0,67 \cdot \sigma + 90$
C_1	:	$\tau = 0,39 \cdot \sigma + 190$
C_2	:	$\tau = 0,78 \cdot \sigma + 70$

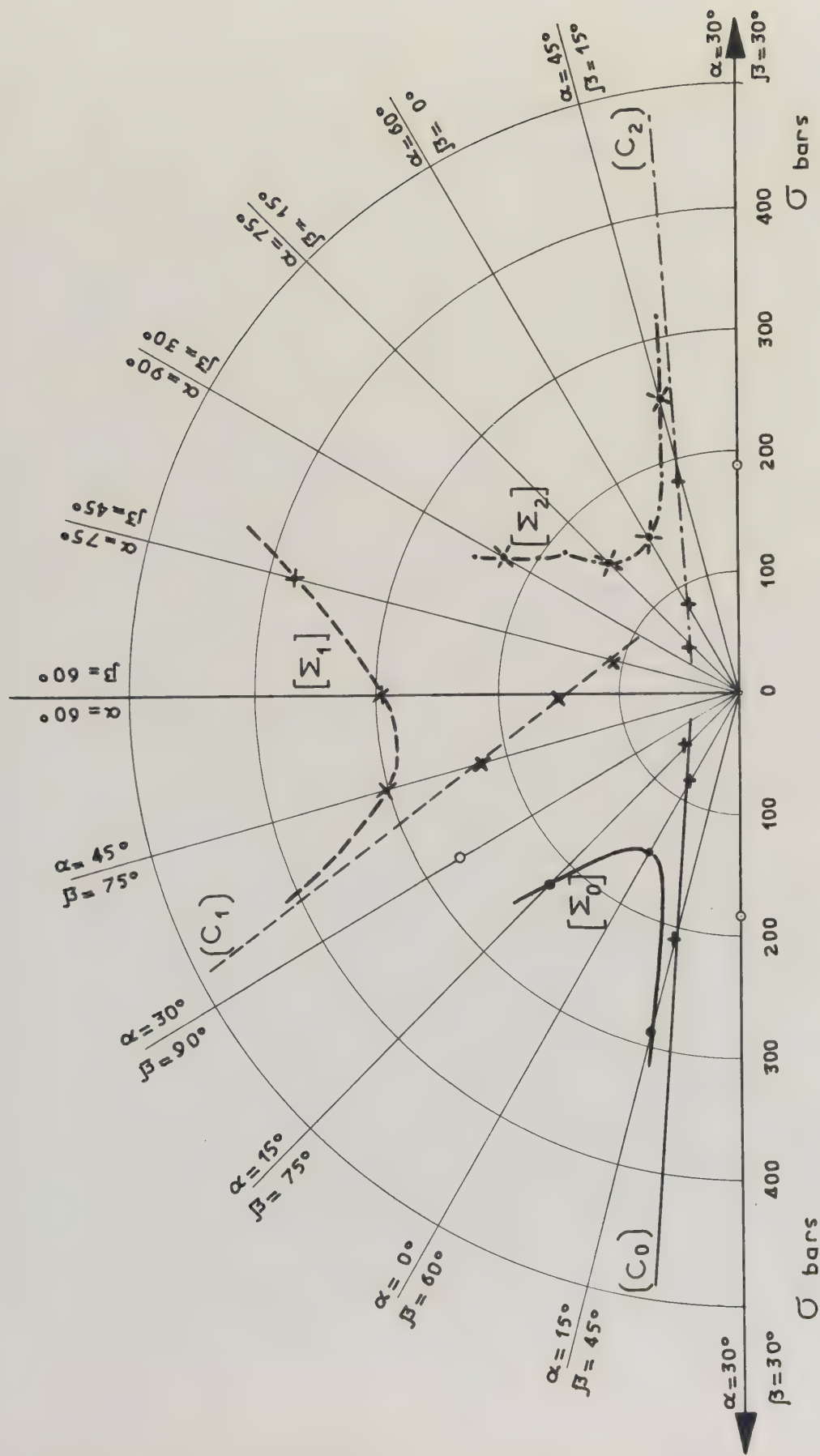


Fig. 3.25 - anisotropie des résistances en compression monoaxiale. Schistes du Cheylas.
 Linéation perpendiculaire à l'effort.

On voit donc que les caractéristiques de glissement suivant les plans de schistosité sont très influencées par le sens du glissement par rapport à la dissymétrie des redans. Il peut paraître paradoxal que le coefficient de frottement relatif au glissement contrarié soit plus faible que celui qui caractérise le glissement non contrarié. En fait, comme nous l'avons observé lors de la description de la rupture, dans le premier cas il y a cisaillement des redans, puis glissement sur une surface aplanie, alors que dans le deuxième cas il y a glissement sur une surface de schistosité présentant de nombreuses "crêtes". Il convient donc de distinguer totalement les deux phénomènes.

On remarquera également que la résistance moyenne des lots 4 et 5 (fig. 3.34) est faible si on la compare aux autres résultats (fig. 3.35). La rupture "en escalier", orientée par la linéation, est alors une rupture par extension assez complexe et il semble que la structure du matériau ainsi sollicité évolue grandement en cours de compression, ce qui ne se produit pas lorsqu'il y a glissement suivant une surface de discontinuité.

Nous avons effectué des essais complémentaires sur un lot d'échantillons dont la linéation était perpendiculaire à l'effort ($\alpha = \beta = 90^\circ$). La résistance moyenne, correspondant à une rupture par extension suivant les plans de schistosité, était alors de 390 bars.

Des essais complémentaires, consistant à faire varier l'orientation de l'effort dans les plans (1,2) et (3,1), nous auraient été nécessaires pour préciser complètement la surface limite de rupture d'un tel matériau.

III.5.2 - Traction.

La résistance à la traction des roches à comportement élastique fragile peut être déterminée par des essais de traction directe (traction monoaxiale) ou indirecte (essai brésilien).

La répartition homogène des contraintes dans les échantillons est très difficile à réaliser pratiquement dans les essais de traction monoaxiale. La solution du collage des têtes (voir en annexe : matériel et mode opératoire) d'échantillons d'élancement supérieur ou égal à deux (rupture acceptable dans le tiers central), qui apparaît satisfaisante de ce point de vue là, présente par ailleurs l'inconvénient d'être limitée à la résistance à la traction de l'interface tête d'acier - colle.

C'est pourquoi nous avons substitué à cet essai, dans de nombreux cas, l'essai de compression diamétrale, également critiquable d'un double point de vue théorique (méconnaissance de l'origine exacte de la rupture ; ignorance de la zone de plasticité contenue dans le calcul classique des contraintes en élasticité ; modification de la répartition des contraintes dans les matériaux anisotropes) et pratique (plan de rupture imposé, étendue de la zone de plasticité variable avec la nature pétrographique et la texture des roches).

a/ Résistance en compression diamétrale :

La résistance à la traction des échantillons de roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction peut varier de 1 à 10, suivant que la surface de rupture est parallèle ou perpendiculaire aux discontinuités.

Dans le cas particulier des phyllades de Levin, la résistance moyenne d'un lot de 10 éprouvettes de 38 mm de diamètre (éclatement 1) dont le plan de rupture par traction est confondu avec la schistosité (fig. 3.36a) s'élève à - 30 bars (coefficient de variation : 0,24). (1)

L'obtention d'une rupture par traction perpendiculaire aux plans de discontinuités peut être réalisée de deux manières :

- axe 3 de la structure confondu avec z (fig. 3.36b) la résistance moyenne à la traction d'un lot de 10 éprouvettes ainsi sollicitées est alors de - 178 bars (coefficient de variation : 0,14),

- axe 3 de la structure confondu avec Oz (fig. 3.36c) un lot de 10 éprouvettes présente une résistance moyenne à la traction de - 150 bars (coefficient de variation : 0,17)

On remarquera que la dispersion des résultats est maximale pour le lot d'échantillons donnant lieu à une rupture par traction perpendiculaire aux plans de schistosité. Elle est en effet alors directement influencée par les variations de la répartition (nombre et dimensions) des fissures majeures situées dans les plans de discontinuité se trouvant dans une zone proche du plan de rupture théorique $x Oz$.

Cette dispersion est minimale avec le lot d'échantillons pour lesquels la rupture n'est pas affectée par la structure discontinue (lorsqu'il n'y a pas de rupture par extension axiale).

(1) On remarquera que cette résistance est celle que l'on pouvait prévoir par la formule de Mac Clintock et Walsh, caractérisant le glissement suivant les discontinuités :

$$\tau_{xy} = \mu \sigma_{xx} - 2 \sigma_t$$

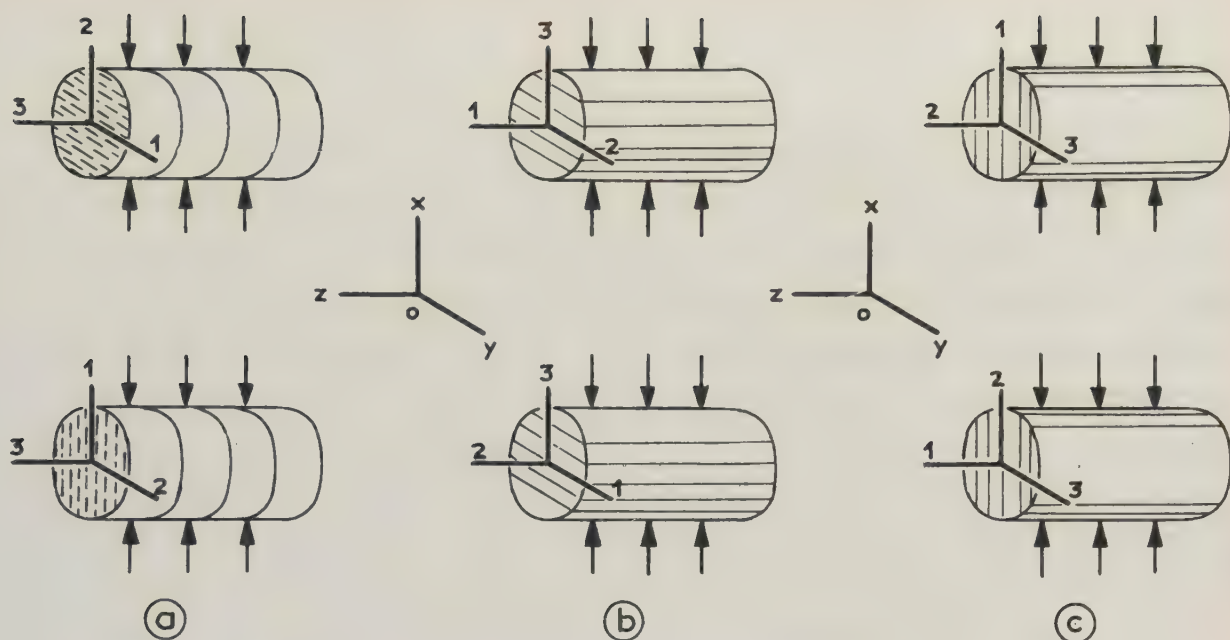


Fig. 3.36 - Les trois types d'orientation caractéristiques de la structure d'un matériau à anisotropie planaire discontinue dans une direction lors de l'essai de compression diamétrale.

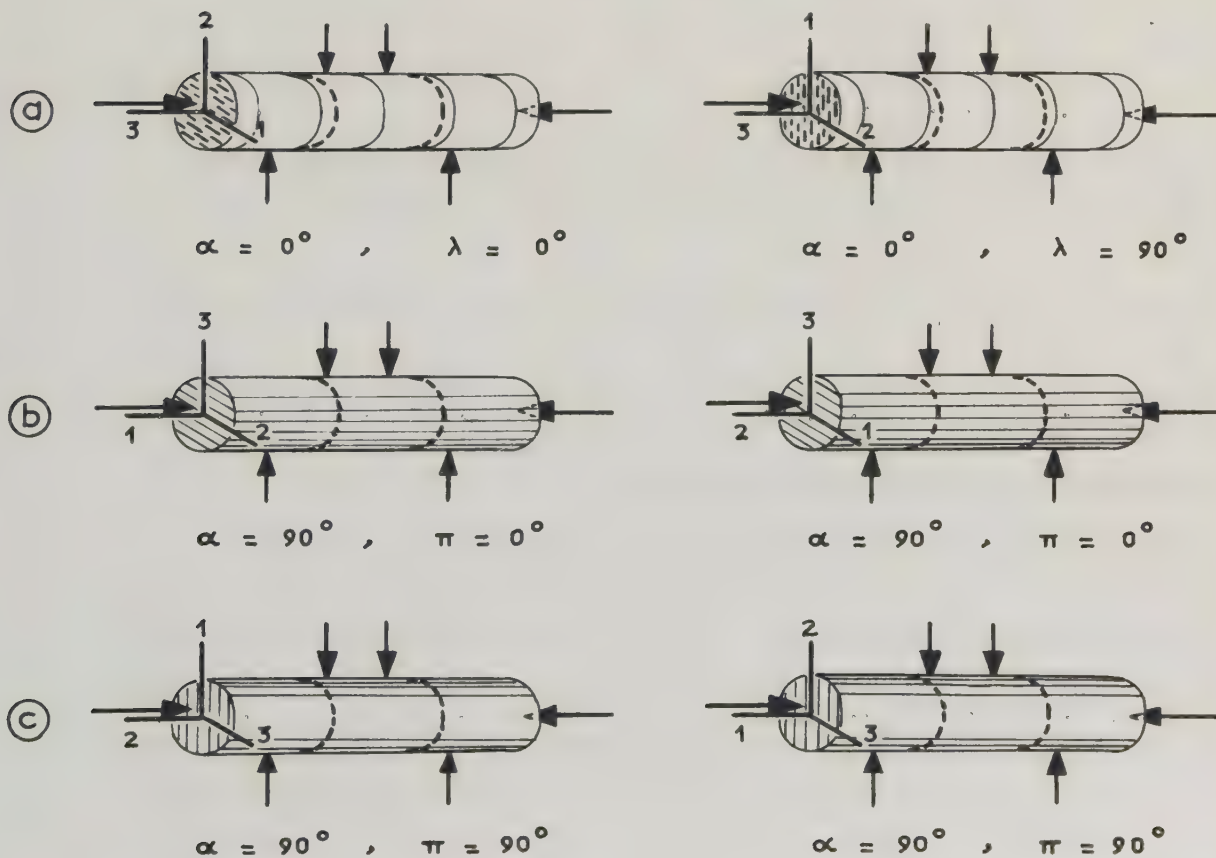


Fig. 3.43 - Les trois types d'orientation caractéristiques de la structure des matériaux à anisotropie planaire discontinue dans une direction lors des essais de double cisaillement Lundborg.

Cependant, les deux lots d'éprouvettes donnant lieu à une rupture par traction perpendiculaire aux plans de discontinuité ne semblent pas avoir des résistances à la traction équivalentes si l'on applique les formules classiques de l'élasticité. Nous avons constaté que les échantillons dont l'axe 3 de la structure est confondu avec Ox (fig. 3.36b) présentaient des surfaces de rupture souvent affectées par des décrochements latéraux suivant les plans de discontinuité. On retiendra donc comme résistance à la traction perpendiculaire aux plans de discontinuité la résistance moyenne du lot d'éprouvettes pour lesquelles l'axe 3 est confondu avec Oz.

Nota - Nous n'avons pas tenu compte, dans les résultats présentés, de l'orientation de la linéation dans les plans de discontinuité car nous avons rapidement constaté que l'influence de ce facteur était négligeable, compte tenu de la dispersion.

Les schistes ardoisiers du Col des Houilles présentent un écart des résistances à la traction également important entre :

- Effort parallèle aux discontinuités : $\sigma_{t_1} = - 130$ bars
- Effort normal aux discontinuités : $\sigma_{t_3} = - 30$ bars.

b/ Résistance en traction monoaxiale :

Nous avons effectué des essais de traction directe sur des éprouvettes de phyllades de Revin de 116 mm de diamètre (éclatement deux), dont les discontinuités étaient perpendiculaires à la traction, afin de comparer les résistances ainsi obtenues avec celles que permettent de déterminer les essais de compression diamétrale.

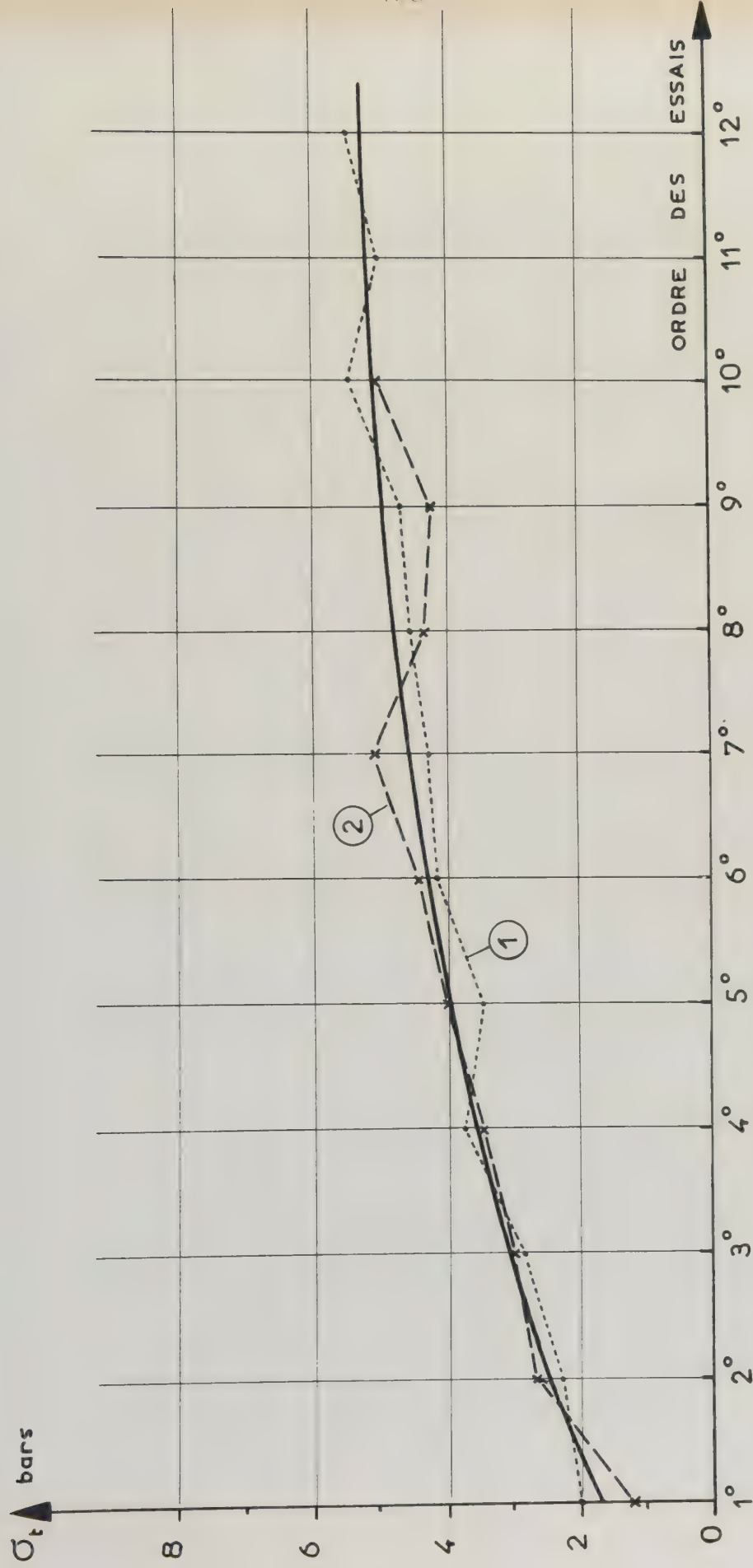


Fig. 3.37 - Résistance à la traction monoaxiale. Thyllades de Revin. Effort perpendiculaire aux discontinuités. Essais répétés sur deux échantillons après recollage des plans de rupture.

Le plan de rupture n'étant plus imposé, la première rupture se produit suivant la discontinuité de plus faible résistance à la traction. Afin de déterminer la résistance des discontinuités les plus faiblement marquées dans la structure, nous avons recollé les plans de rupture et répété les essais jusqu'à ce que la résistance atteigne un maximum caractéristique du matériau (fig. 3.37).

La résistance à la traction ultime suivant les plans de schistosité est de l'ordre de - 5,5 bars, alors qu'elle est de - 30 bars lorsqu'on la détermine à l'aide d'essais brésiliens.

Cet écart semble avoir deux causes principales. La première réside dans le fait que l'on impose le plan de rupture dans un cas, alors que la rupture est libre dans l'autre. La deuxième, plus importante, a pour origine la répétition des essais de traction monoaxiale sur un même échantillon. Lors de chaque traction en effet, les fissures majeures se développent dans chacun des plans de discontinuité, ce qui tend à faire évoluer la structure de l'échantillon à chacun des essais. La résistance ultime ne correspond donc pas à celle des discontinuités les plus faiblement marquées dans le matériau naturel.

Il apparaît ainsi que la détermination de la résistance à la traction des matériaux à anisotropie planaire discontinue est un problème fort délicat. Dans la pratique, il conviendra de considérer la résistance à la traction suivant les plans de discontinuités comme très faible, voire nulle.

III.5.3 - Compression triaxiale :

Les essais de compression triaxiale effectués au laboratoire ont pour but essentiel d'étudier l'influence d'une pression de confinement sur l'allure de la courbe limite de rupture.

Nous avons tenté d'analyser l'évolution de l'anisotropie des résistances des matériaux à anisotropie planaire discontinue soumis à des compressions triaxiales. Cependant, nous nous sommes rapidement heurtés à un problème pratique de multiplication nécessaire des essais relatifs aux lots d'échantillons pour lesquels la contrainte principale majeure est oblique par rapport aux discontinuités ($30^\circ < \alpha < 75^\circ$). Les lots correspondants de roches indurées à comportement élastique fragile présentent en effet une très grande dispersion des résultats et nous nous sommes alors contentés d'étudier les courbes limites de rupture d'échantillons dont les discontinuités étaient parallèles ou perpendiculaires à la direction de la contrainte principale majeure.

Dans le cas des roches à comportement élastique plastique (marnes de Sisteron), ou de texture plus lâche (schistes du Cheylas), la dispersion des résultats est beaucoup plus faible. Nous avons alors tenté de vérifier si le critère de Mac Clintock et Walsh (18) était encore applicable, c'est-à-dire s'il était possible de définir dans un repère de Mohr une loi de cisaillement linéaire de la forme :

$$\tau_{xz} = \mu \cdot \sigma_{xx} - 2 \sigma_t.$$

III.5.3.1 - Courbes limites de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue dans une direction.

a/ Roches à comportement élastique fragile.

Trois lots d'éprouvettes de phyllades de Revin de 38 mm de diamètre (éclatement deux) ont été soumis à des essais de compression triaxiale, la direction de la contrainte principale majeure étant respectivement parallèle à l'axe 3 de la structure ($\alpha = 0^\circ$), à l'axe 2 ($\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 0^\circ$) et à l'axe 1 ($\alpha = 90^\circ$, $\lambda = 90^\circ$) (fig. 3.38).

Le comportement du matériau est encore élastique fragile au-delà de pressions de confinement de 500 bars.

Les courbes intrinsèques caractérisant la rupture par cisaillement permettent de constater que l'anisotropie des résistances déterminée en compression monoaxiale persiste en compression triaxiale.

Les courbes intrinsèques d'échantillons dont les plans de discontinuités sont parallèles à la contrainte principale majeure présentent un point anguleux dans le domaine des faibles contraintes normales. Leur résistance à la traction est en effet très élevée, alors que la résistance à la compression monoaxiale (ou celle qui correspond à une faible pression de confinement) est affectée par les discontinuités qui rendent le matériau moins résistant puisqu'il y a rupture par extension normale aux discontinuités. Le sommet de la courbe intrinsèque représente alors la courbe limite de rupture de la matrice du matériau, ainsi orientée (anisotropie continue), tandis que le restant de la courbe intrinsèque représente la courbe limite de rupture du matériau à anisotropie planaire discontinue.

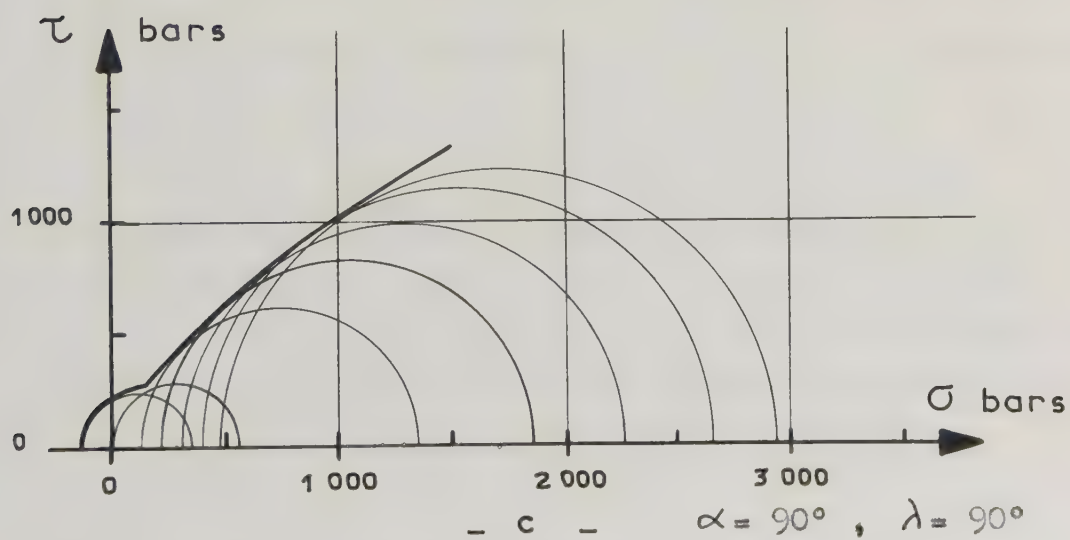
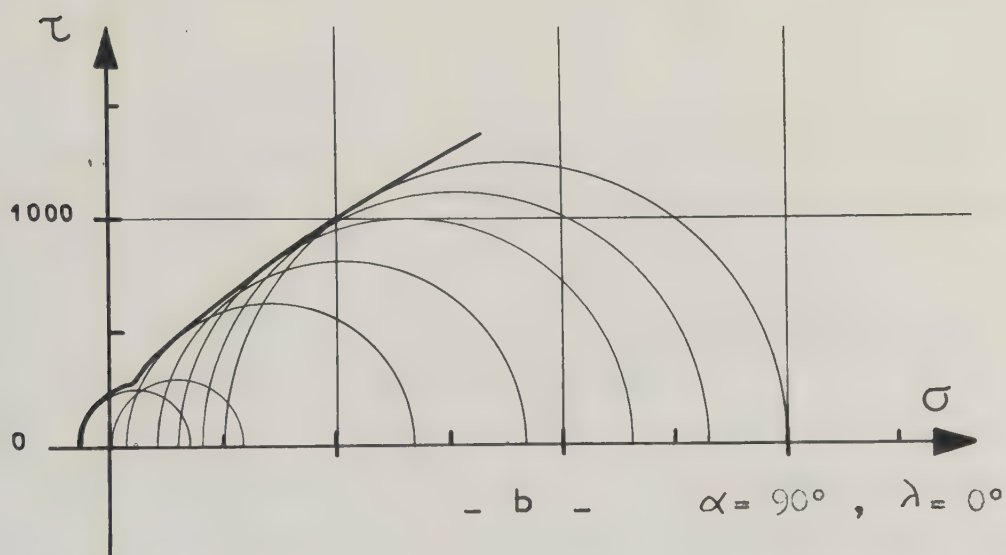
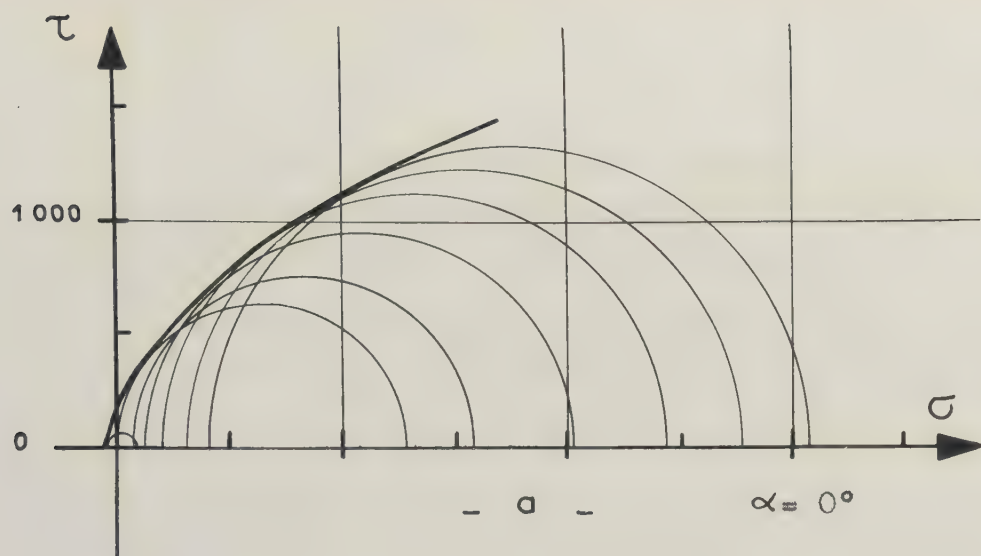


Fig. 3.38 - Courbes intrinsèques. Phyllades de Revin.

On remarquera que l'orientation de la linéation dans les plans de discontinuité semble affecter les courbes limites de rupture de façon négligeable.

On peut caractériser les trois courbes intrinsèques déterminées expérimentalement par une équation de la forme

$$\tau = a \cdot \sigma^m + \tau_0$$

- Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 3 de la structure, cette équation s'écrit

$$\tau = 200 + 195 \cdot \sigma^{0,69}$$

- Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 2 de la structure (si l'on ne tient pas compte de l'anomalie du sommet de la courbe intrinsèque) :

$$\tau = 180 + 140 \cdot \sigma^{0,75}$$

- Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 1 de la structure :

$$\tau = 120 + 130 \cdot \sigma^{0,84}$$

b/ roches à comportement élastique plastique :

Les marbres de Sisteron saturés ont un comportement élastique plastique en compression triaxiale, au-delà d'une pression de confinement de 20 bars lorsque la contrainte principale majeure est perpendiculaire aux plans de stratification ($\beta = 0^\circ$). Le critère de rupture plastique que nous avons retenu correspond à la limite supérieure de la phase d'écrouissage présentée par les échantillons (rupture de pente nette des courbes de déformation longitudinale).

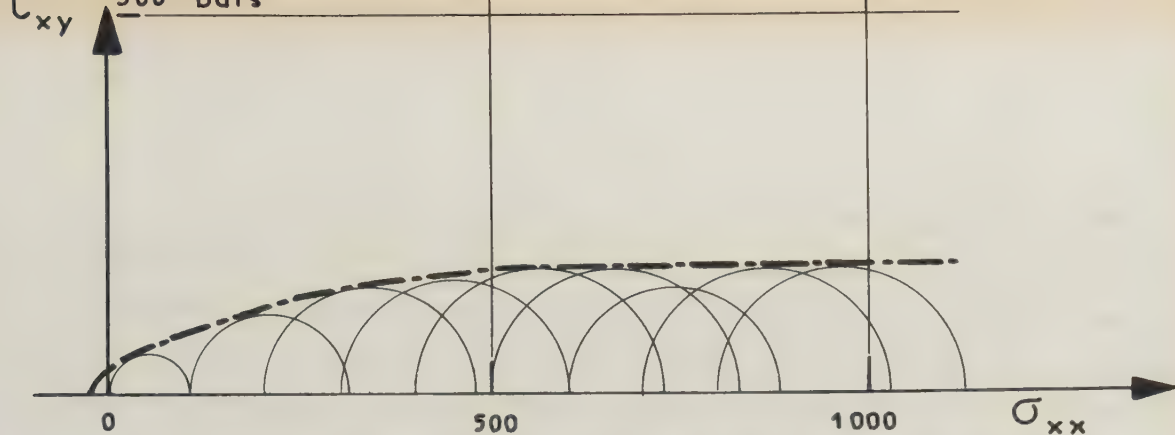


Fig. 3.39 - Courbe intrinsèque. Marnes de Sisteron. $\beta = 0^\circ$.

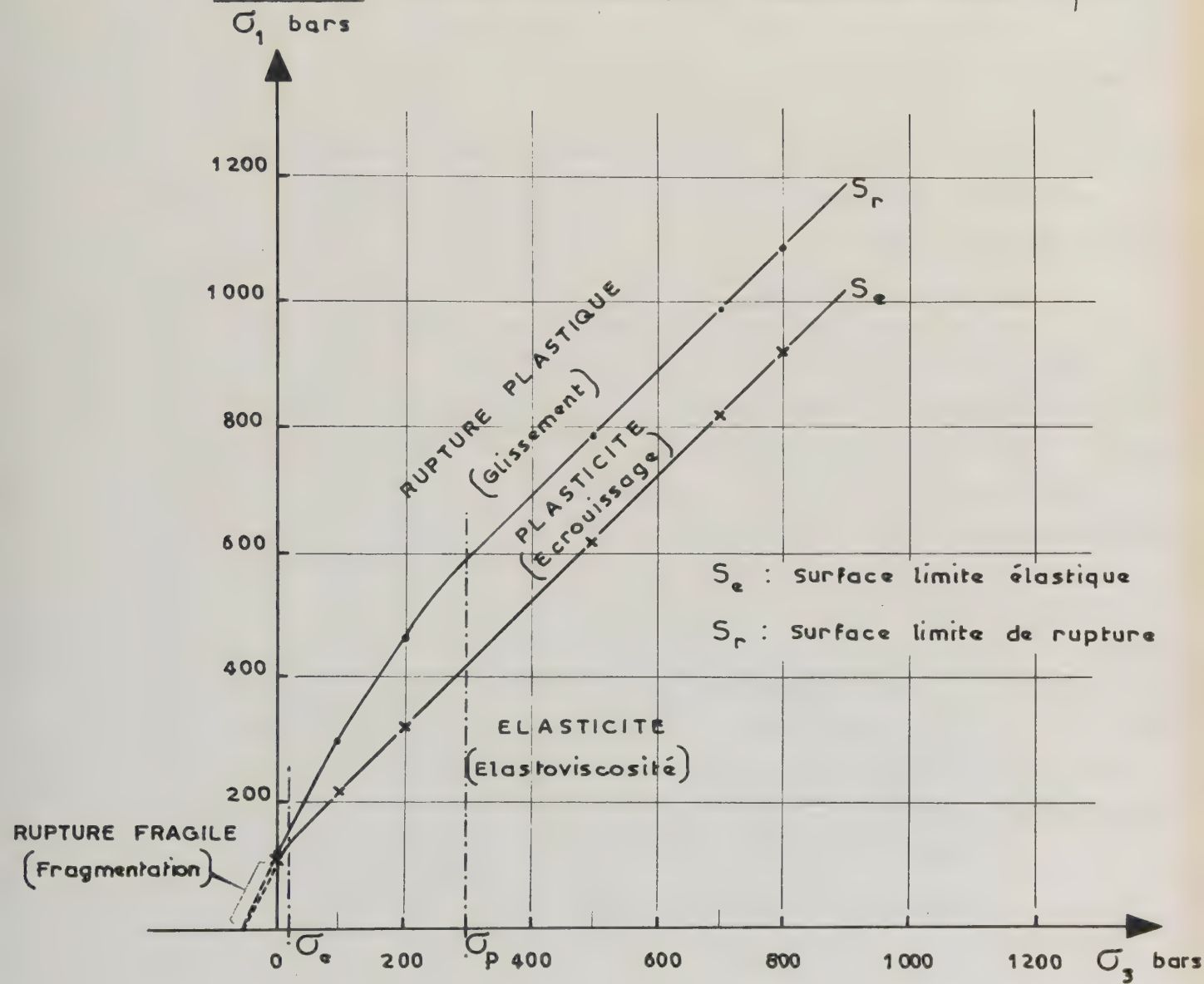


Fig. 3.40 - Courbes limites élastique et de rupture.
Marnes de Sisteron. $\beta = 0^\circ$.

- 10 -

La courbe intrinsèque des marnes de Sisteron croît légèrement pour de faibles pressions de confinement, puis devient horizontale au-delà d'une pression de confinement de 300 bars (fig. 3.39). Elle est continue et ne présente pas de point anguleux traduisant l'évolution du comportement du matériau avec la pression de confinement $\sigma_2 = \sigma_3$, jusqu'à la plasticité.

Il nous a paru intéressant de tracer les surfaces limites d'élasticité et de rupture de ce matériau ainsi sollicité ($\beta = 0^\circ$) dont l'évolution du comportement semble caractéristique de celle de la plupart des matériaux rocheux, lorsqu'ils sont soumis à des pressions de confinement croissantes (fig. 3.40).

En deçà d'une pression de confinement σ_e , égale à 20 bars dans notre exemple, le matériau a un comportement élastique fragile. La surface limite de rupture fragile et la surface limite élastique sont très proches. Au-delà de la pression de confinement σ_e , apparaît une phase d'écrouissage du matériau, précédant sa rupture plastique, les deux surfaces limites s'écartant l'une de l'autre. Puis, les traces des deux surfaces deviennent parallèles à la première bissectrice au-delà d'une pression de confinement σ_p , le matériau ayant un comportement plastique vrai, indépendant de la pression de confinement ($\sigma_p = 300$ bars). L'énergie d'écrouissage est alors constante, ainsi que la valeur du déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$ amenant à la limite élastique et à la rupture. C'est le critère de Tresca.

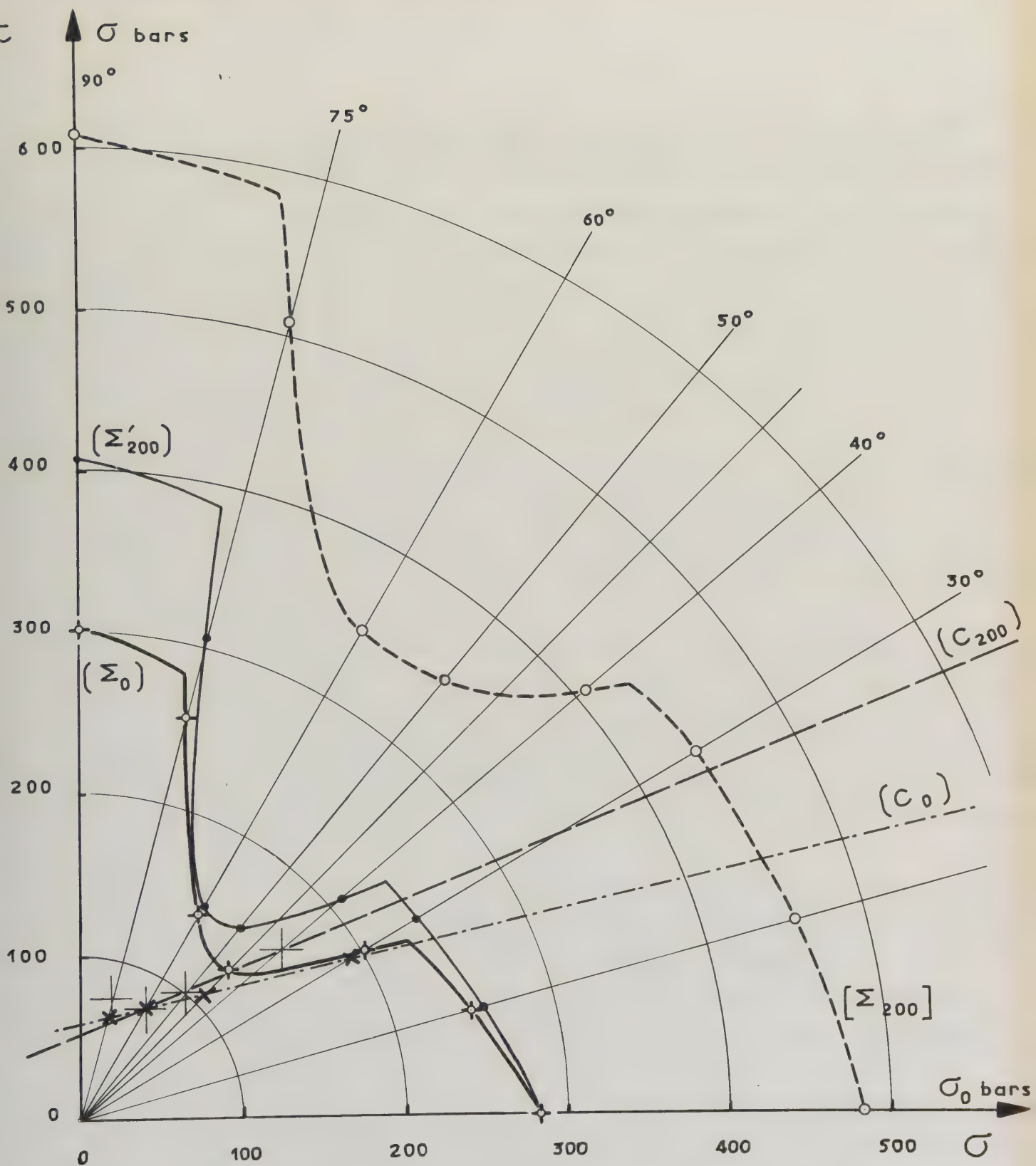


Fig. 3.41 - Influence de la pression de confinement sur l'anisotropie des résistances. Marnes de Sisteron.

$[\Sigma_0]$: Courbe limite de rupture en compression mono-axiale.

$[\Sigma_{200}]$: Courbe limite de rupture en compression tri-axiale ($\sigma_2 = \sigma_3 = 200$ bars).

c/ Anisotropie des résistances en compression tri-axiale pour les roches à comportement élastique plastique.

La dispersion des résultats concernant la résistance des matériaux à texture lâche (porosité importante) étant plus faible, nous avons tenté de définir l'anisotropie des résistances des marnes de Sisteron soumises à une pression de confinement de 200 bars, lorsque l'on fait varier l'angle β de la contrainte principale majeure avec la normale aux plans de stratification.

Nous avons reporté dans un repère (σ_1, β) la trace de la courbe limite de rupture $[\Sigma_{200}]$ (fig. 3.41), la linéation dans chacun des lots d'échantillons étant orientée au hasard (il nous a été impossible de la définir macroscopiquement).

Le matériau a alors un comportement élastique plastique pour de faibles valeurs de β , puis, au-delà de $\beta = 40^\circ$, il possède un comportement élastique fragile, la rupture se produisant par glissement suivant un plan de stratification ($\beta = 60^\circ$), ou par cisaillement suivant un plan oblique dont la direction est celle de la stratification dans les autres cas.

On constate que la zone de rupture influencée par la localisation préférentielle des fissures dans les plans de stratification est plus réduite qu'en compression mono-axiale puisqu'elle n'apparaît qu'à partir d'une valeur $\beta = 40^\circ$. Sa limite supérieure ne semble pas, cependant, modifiée.

Le rapport des résistances extrêmes décroît également avec l'application d'une pression de confinement et tout se passe comme si la courbe limite de rupture tendait vers un

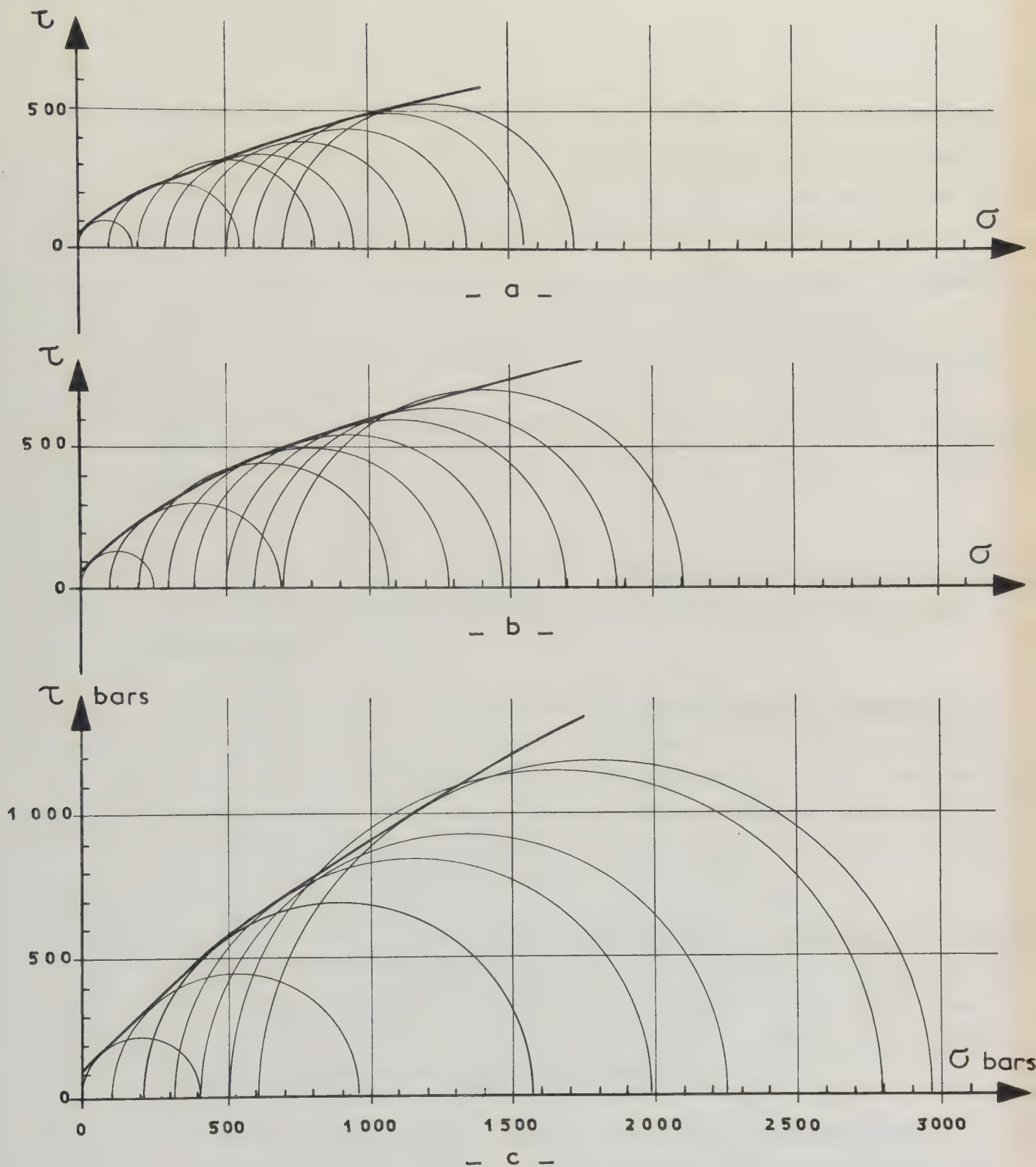


Fig. 3.42 - Courbes intrinsèques. Schistes du Cheylas.
 Contrainte principale majeure parallèle :
 a/ à l'axe 3 de la structure ($\alpha = \beta = 30^\circ$)
 b/ à l'axe 2 de la structure ($\alpha = \beta = 60^\circ$)
 c/ à l'axe 1 de la structure ($\alpha = \beta = 90^\circ$)

ellipsoïde, à partir d'une pression de confinement suffisamment élevée, le matériau ayant un comportement plastique pur (critère de Tresca), quelle que soit l'orientation du tenseur contraintes par rapport à la structure.

Nous avons construit une courbe $[\Sigma'_{200}]$ sur le même graphique, représentant les variations du déviateur

$\sigma_1 - \sigma_3$ avec β , afin de définir la courbe intrinsèque de glissement C_{200} . Cette courbe est linéaire et il semble que le critère de Mac Clintock et Walsh soit encore applicable, le coefficient de frottement μ ayant augmenté :
 $\mu = 0,41$.

III.5.3.2.- Courbes limites de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue dans deux directions :

Trois lots d'éprouvettes de schistes du Cheylas ont été soumis à des essais de compression triaxiale (éprouvettes de 38 mm de diamètre, élanement 2), la direction de la contrainte principale majeure étant respectivement parallèle à l'axe 3 de la structure ($\alpha = \beta = 30^\circ$), à l'axe 2 ($\alpha = \beta = 60^\circ$) et à l'axe 1 ($\alpha = \beta = 90^\circ$).

Nous avons vu que les éprouvettes du premier lot avaient un comportement élastique plastique au-delà d'une pression de confinement de 200 bars. Ceci ne semble pas affecter l'allure de la courbe intrinsèque (fig. 3.42a) qui a une pente relativement faible dans ce cas.

Le deuxième lot d'échantillons a un comportement élastique fragile jusqu'à une pression de confinement de 700 bars (et au-delà). La courbe intrinsèque correspondante (fig. 3.42b) se trouve au-dessus de la précédente.

Elle a cependant la même allure, proche de la rectilinéarité, pour des pressions normales assez élevées.

Le troisième lot d'échantillons présente des caractéristiques de résistance beaucoup plus élevées que celles des lots précédents, bien que l'allure de la courbe intrinsèque soit encore du même type.

L'équation des courbes intrinsèques ainsi déterminées est caractérisée par des coefficients b très proches de 1 :

- Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 3 de la structure, elle s'écrit :

$$\tau = 70 + 80 \cdot \sigma^{0,70}$$

- Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 2 :

$$\tau = 100 + 105 \cdot \sigma^{0,67}$$

- Lorsque la contrainte principale majeure est parallèle à l'axe 1 :

$$\tau = 100 + 140 \cdot \sigma^{0,75}$$

On remarquera sur cet exemple, comme sur les précédents, que l'anisotropie des résistances observable en compression monoaxiale persiste, lors des essais de compression triaxiale, jusqu'à de très hautes pressions de confinement.

III.5.4 - Cisaillement direct.

Les essais de cisaillement direct permettent de déterminer directement la résistance au cisaillement τ en fonction de la contrainte normale σ , comme en Mécanique des Sols avec la boîte de Casagrande, sans passer par la construction de Mohr.

Dans le cas d'un matériau isotrope, parfaitement ajusté dans la boîte de cisaillement, la contrainte latérale induite par effet Poisson est de la forme :

$$\sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu + \frac{E}{K}} \cdot \sigma_1 \quad , K \text{ désignant le module de}$$

rigidité de la boîte métallique (voir en annexe le détail du calcul).

Dans le cas des roches à anisotropie planaire discontinue, la contrainte latérale est sensiblement isotrope lorsque la contrainte normale est parallèle à l'axe 3 de la structure (l'anisotropie élastique due à la linéation étant faible). Celle-ci devient orthotrope lorsque la contrainte normale est parallèle à l'axe 1, ou à l'axe 2 de la structure.

Cette pression de confinement permet d'appliquer aux éprouvettes testées des contraintes normales très supérieures à la résistance à la compression monoaxiale.

Les courbes de cisaillement maximum et ultime obtenues pour un domaine de contraintes normales de cisaillement

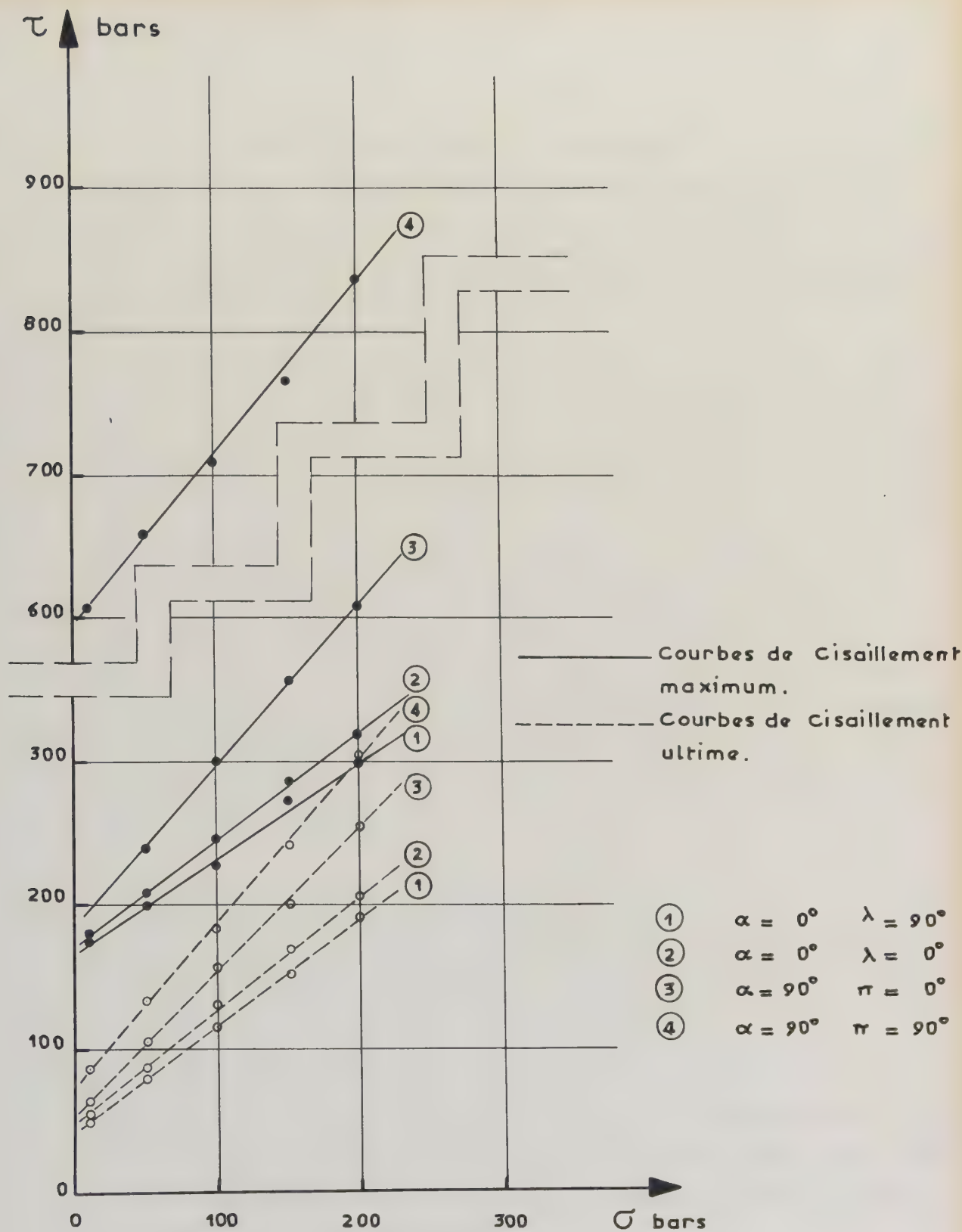


Fig. 3.44 - Courbes de cisaillement des phyllades de Revin, parallèlement et perpendiculairement à la schistosité.

compris entre 0 et 200 bars (1) peuvent être généralement considérées comme linéaires. Par analogie avec la mécanique des Sols, nous les avons caractérisées par une équation de la forme $\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma$, τ_0 étant la cohésion du matériau et $\mu = \text{tg } \phi$ son coefficient de frottement, dans le plan de rupture.

L'intérêt principal de ce type d'essais est la détermination, en vue de leur utilisation pratique, des caractéristiques de rupture par cisaillement le long des surfaces de discontinuité. C'est pourquoi nous avons effectué des essais de cisaillement suivant les plans de discontinuité, que nous avons poursuivis au-delà de la rupture pour préciser les caractéristiques de glissement le long des surfaces naturelles ainsi créées. Nous avons adjoint à ces essais des essais de cisaillement suivant des plans perpendiculaires aux discontinuités afin d'avoir un aperçu de l'anisotropie des résistances au cisaillement, et des caractéristiques de glissement dans ce deuxième cas particulier (fig. 3.43).

Les caractéristiques de cisaillement suivant les discontinuités des roches à anisotropie planaire discontinue sont plus ou moins influencées par la linéation.

(1) Domaine de contraintes rencontrées dans les problèmes pratiques concernant la construction d'usines hydro-électriques souterraines.

Lorsque celle-ci est une linéation minérale, comme c'est le cas pour les phyllades de Revin, les caractéristiques de cisaillement sont peu influencées (fig. 3.44) par la direction du déplacement par rapport à la linéation :

Déplacement	$\tau_0 \text{ max}$	$\phi \text{ max}$	$\mu \text{ max}$	$\tau_0 \text{ ult}$	$\phi \text{ ult}$	$\mu \text{ ult}$
parallèle à la linéation	163	34°	0,67	40	36°	0,73
perpendiculaire à la linéation	172	36°	0,73	45	38°	0,78

Lorsque celle-ci est une linéation d'intersection, comme c'est le cas pour les schistes du Cheylas, les caractéristiques de cisaillement peuvent être extrêmement influencées (fig. 3.45 et 3.46) par la direction et même le sens du déplacement (rotations dissymétriques dans les plans de schistosité) dans les plans de discontinuité :

Cisaillement dans les plans de stratification :

Déplacement	$\tau_0 \text{ max}$	$\phi \text{ max}$	$\mu \text{ max}$	$\tau_0 \text{ ult}$	$\phi \text{ ult}$	$\mu \text{ ult}$
parallèle à la linéation	143	25°	0,47	42	26°	0,49
perpendiculaire à la linéation	120	17°	0,30	54	18°	0,31

Cisaillement dans les plans de schistosité :

Déplacement	$z_{\max}$	$\phi_{\max}$	$\mu_{\max}$	$z_0 \text{ ult}$	$\phi \text{ ult}$	$\mu \text{ ult}$
parallèle à la linéation	82	20°	0,36	20	22°	0,40
perpendiculaire à la linéation non contrarié	100	15°	0,28	43	15°	0,27
perpendiculaire à la linéation contrarié	130	18°	0,31	35	9°	0,16

On remarquera que le cisaillement des plans de schistosité, contrarié par les redans de la linéation (dernier cas) s'accompagne du cisaillement de ces redans. L'angle de frottement de la courbe de cisaillement ultime est alors bien plus faible que celui que présente la courbe de cisaillement maximum, alors que ces deux valeurs sont généralement très proches.

Les caractéristiques de cisaillement perpendiculaire aux discontinuités des roches à anisotropie planaire continue dans une direction sont très variables suivant que le déplacement se fait parallèlement ou perpendiculairement à la trace des plans de discontinuité. Les phyllades de Revin en constituent un bon exemple (fig. 5.44), leur coefficient de frottement étant, dans ce cas supérieur à un.

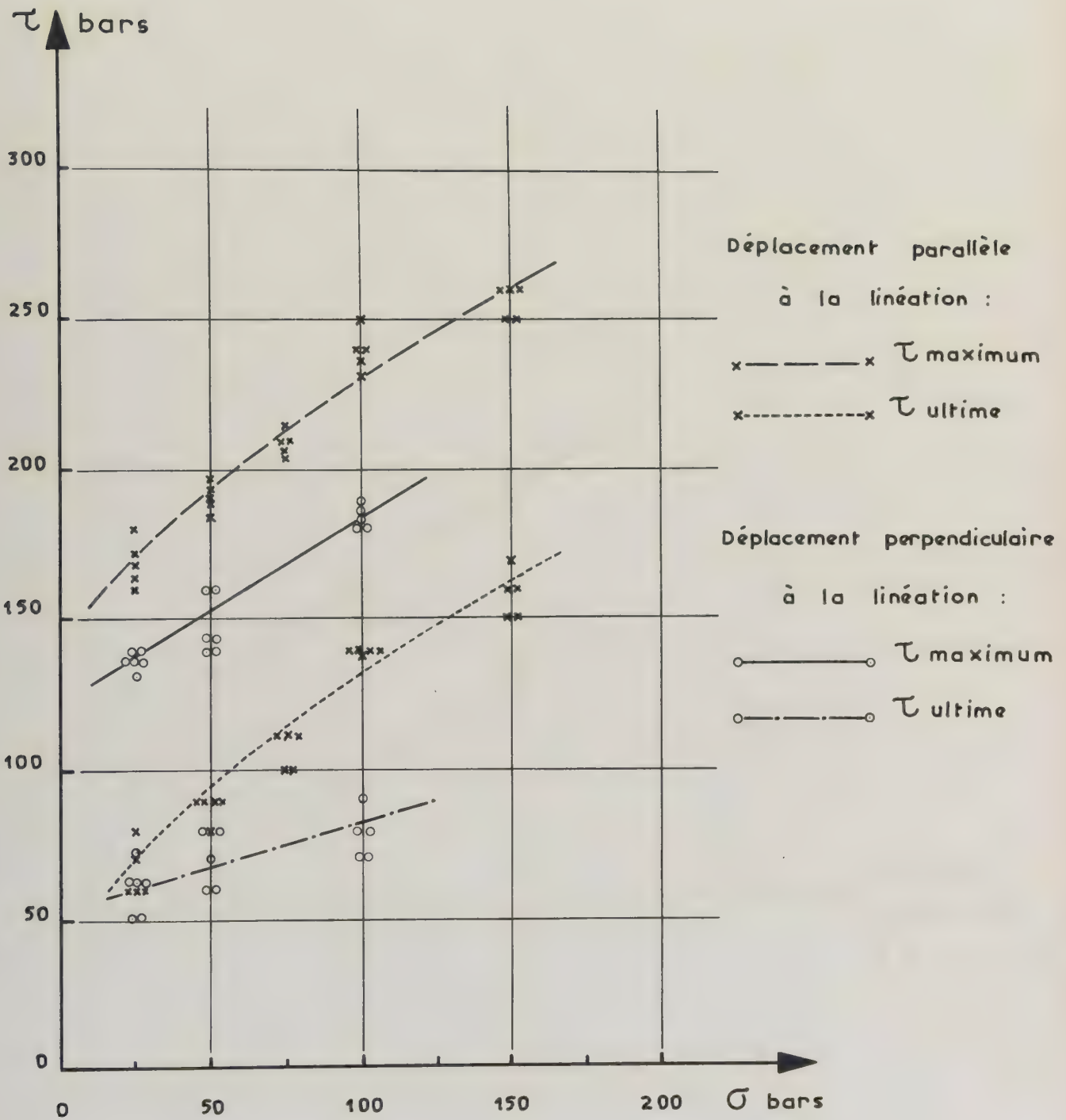


Fig. 3.45 - Courbes de cisaillement des schistes du Cheylas suivant les plans de stratification.

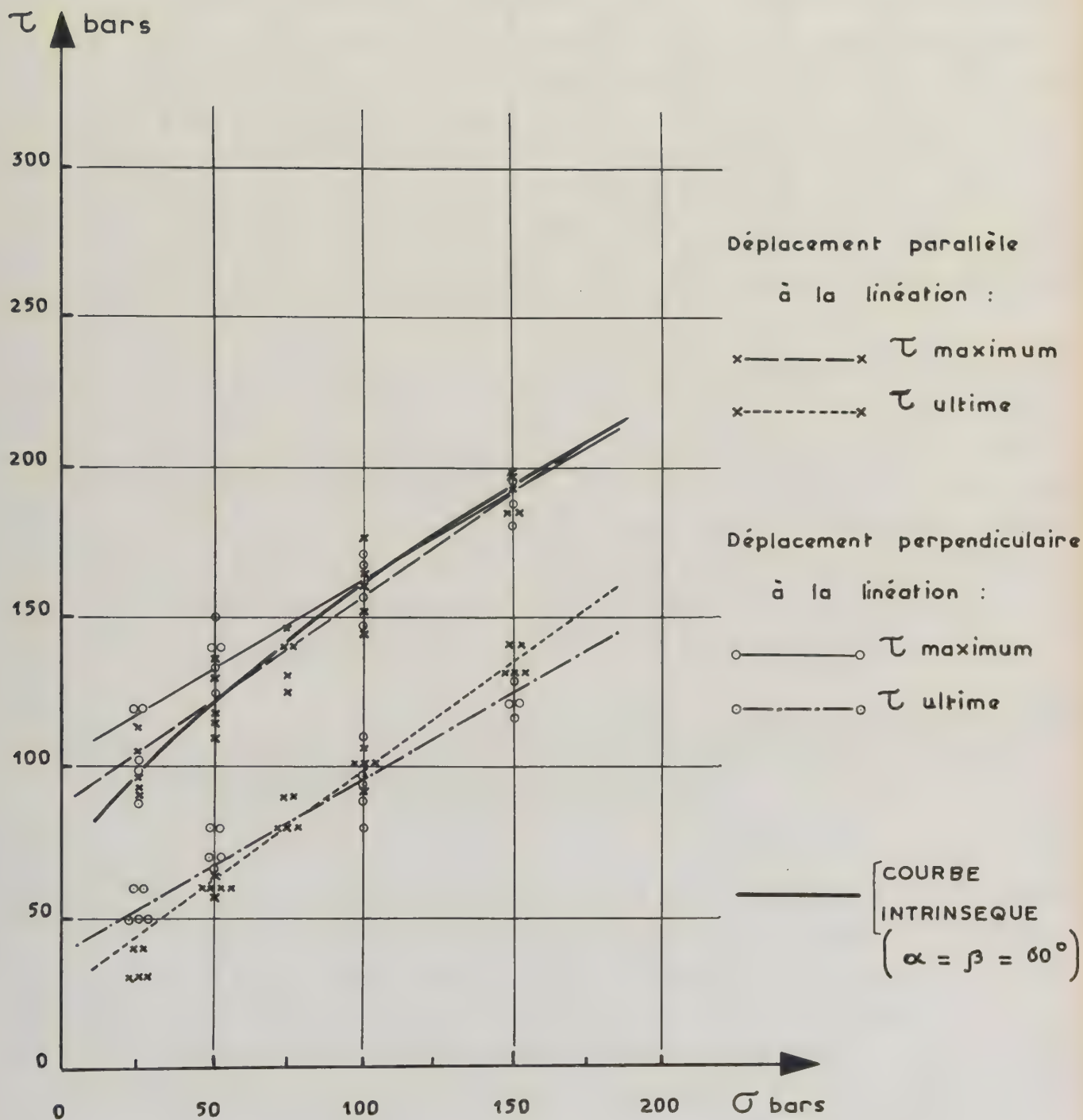


Fig. 3.46 - Courbes de cisaillement des schistes du Cheylas suivant les plans de schistosité.

Déplacement	τ_0 max	ϕ max	μ max	τ_0 ult	ϕ ult	μ ult
parallèle aux plans de schistosité	600	51°	1,23	70	49°	1,15
perpendiculaire aux plans de schistosité	183	48°	1,11	50	46°	1,04

L'essai de double cisaillement de type Lundborg est un essai à plans de rupture imposé qui n'intéresse, comme tous les essais de cisaillement de ce type, qu'un faible volume de l'échantillon. Il présente cependant l'avantage d'être très rapide, reproductible et peu dispersé. Aussi, avons-nous tenté de comparer les courbes de cisaillement maximum et ultime ainsi déterminées avec les courbes intrinsèques correspondantes des matériaux étudiés [7.16] .

III.5.5 - Comparaison des caractéristiques de résistance définies en cisaillement direct avec les courbes intrinsèques des matériaux rocheux :

La dispersion des résultats concernant la résistance de lots d'échantillons soumis à une compression triaxiale et dont la rupture se produit suivant un plan de discontinuité est très élevée. C'est pourquoi nous avons tenté de comparer la courbe intrinsèque de lots d'éprouvettes présentant des discontinuités perpendiculaires à la direction de la contrainte principale majeure avec les courbes (τ, σ) correspondantes définies à l'aide d'essais de cisaillement direct.

Les résultats ne peuvent alors être comparables que si, dans les deux cas, le plan de cisaillement est orienté de manière semblable dans la structure. Le plan de rupture par cisaillement lors des essais triaxiaux effectués sur des lots d'échantillons dont les discontinuités sont normales à la contrainte principale majeure ($\alpha = 0^\circ$) ayant généralement un pendage de 50 à 60° , nous avons effectué des essais de double cisaillement sur des échantillons dont les discontinuités étaient orientées à 55° environ par rapport à la contrainte tangentielle de cisaillement.

Les figures 3.46 et 3.47 illustrent les observations que nous avons pu faire sur de nombreuses roches [3.16]. La courbe intrinsèque présente généralement la même pente (coefficient de frottement) que les courbes intrinsèques de cisaillement maximum et ultime. Dans un domaine de pressions de confinement peu élevées, elle se place légèrement au-dessus de la courbe de cisaillement ultime et toujours au-dessous de la courbe de cisaillement maximum.

Il semble donc que la rupture des roches en compression triaxiale soit proche d'un phénomène de glissement plan sur plan, le développement de la fissuration amenant progressivement à la rupture, contrairement à celle du cisaillement direct, plus brutale.

Il apparaît donc que cet essai, s'il ne donne qu'une valeur approximative de la cohésion dans les discontinuités, permet de déterminer une valeur correcte du coefficient de frottement dans ces plans. Il est par ailleurs essentiel de constater que l'essai triaxial ne permet pas de définir aisément les caractéristiques de rupture suivant les plans

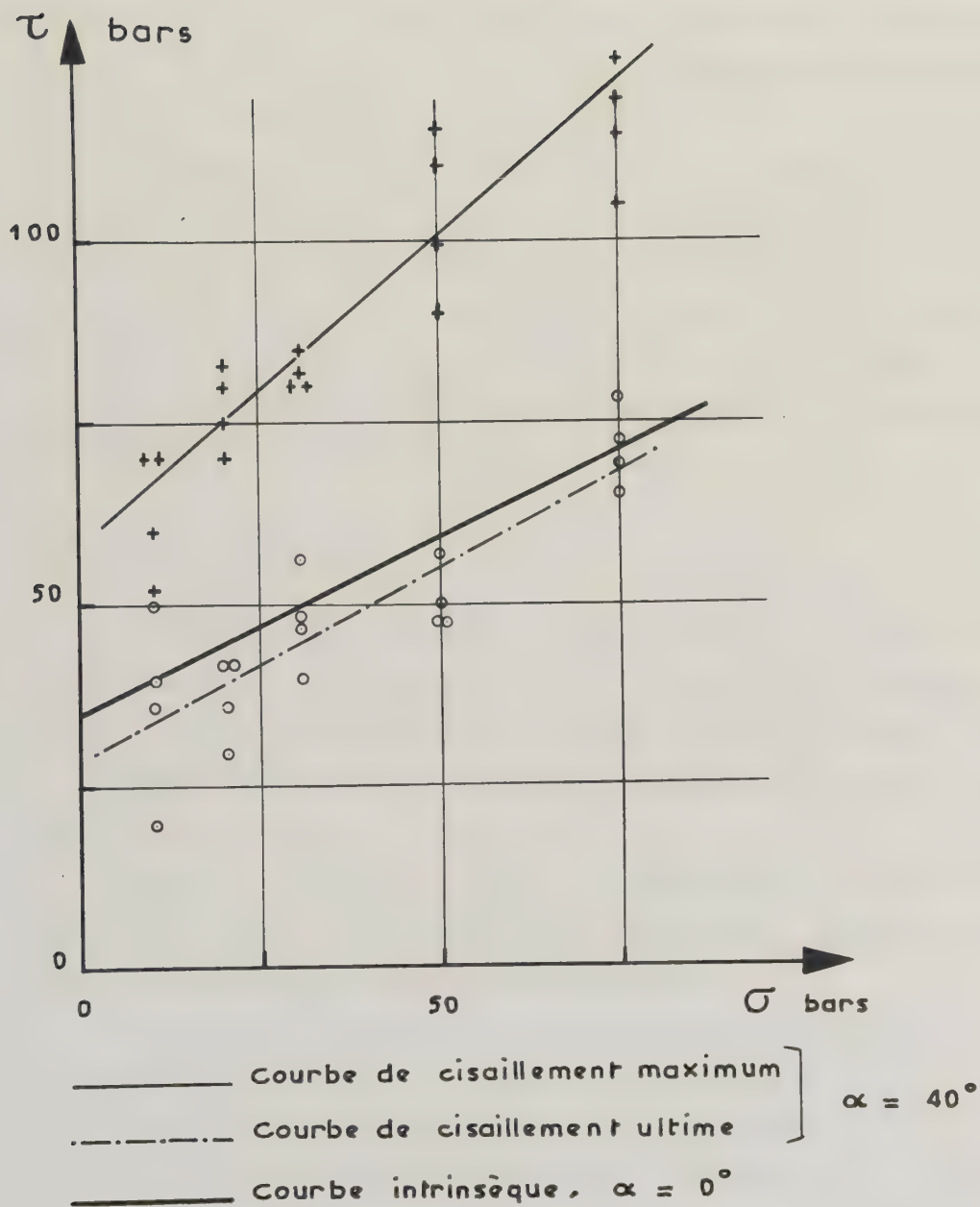


Fig. 5.47 - Courbe intrinsèque et courbes de cisaillement des marnes de Sisteron.

de discontinuités naturelles, le pendage des surfaces de rupture dépendant de la pression de confinement. Ceci impose donc à l'expérimentateur d'effectuer de nombreux essais (dispersion) sur des lots d'échantillons dont le pendage α varie entre 40° et 70° .

L'essai de cisaillement direct se prête donc, mieux que tout autre, à la détermination des caractéristiques de rupture par cisaillement et de glissement suivant des surfaces de discontinuités naturelles. S'il n'est pas scientifiquement rigoureux, il semble constituer pour le projeteur une approche acceptable que l'on peut conseiller aux laboratoires de chantier.

III. 6 - CONCLUSION.

La fragmentation des roches résulte toujours du développement des fissures préexistantes ou des fissures nées à partir d'hétérogénéités locales (microfossiles, inclusions de pyrites, etc ...) jusqu'à la surface libre du volume rocheux.

Lorsque la fissuration est statistiquement isotrope, l'orientation de la surface de rupture ne dépend que de l'orientation du tenseur contraintes.

Lorsque la fissuration est orientée suivant une ou plusieurs directions de plans, ces directions peuvent ou non jouer un rôle particulier dans le phénomène de rupture. Ainsi, le type même de la rupture dépend-il de l'orientation du tenseur contraintes. Les surfaces de rupture peuvent avoir l'une des directions d'anisotropie planaire discontinue, ou bien posséder une rupture analogue à celle des matériaux isotropes. La linéation, lorsqu'elle existe, oriente toutefois cette surface.

La surface limite de rupture des roches à anisotropie planaire discontinue est donc généralement formée de trois surfaces continues tronquées :

1 - la surface limite de rupture par extension orientée par la linéation, pour des valeurs faibles de α , ($\alpha < 30^\circ$), liée à l'anisotropie des déformations élastiques, puisqu'elle satisfait généralement à une loi d'extension maximale :

$$\sigma = \frac{E_{\alpha}}{\nu_{\alpha \max}} \cdot \epsilon_0$$

2 - la surface limite de rupture par extension normale aux plans de discontinuité, apparaissant seulement pour des valeurs fortes de α ($\alpha > 75^\circ$), qui satisfait à une autre loi d'extension maximale :

$$\sigma = \frac{E_{\alpha}}{\nu_{\alpha \max}} \cdot \epsilon'_0$$

3 - la surface limite de rupture par glissement le long d'une surface de discontinuité. Dans ce cas, le seuil de microfissuration est proche de la rupture et l'anisotropie de la résistance satisfait au critère de Mac Clintock et Walsh :

$$\sigma = \frac{2\sigma_t}{\mu \cos^2 \alpha - \cos \alpha}$$

Lorsqu'il y a deux directions d'anisotropie planaire discontinue, il existe deux surfaces limites de rupture par glissement, ou plus exactement quatre, car le sens du mouvement relatif influence alors sur le glissement. Aussi, ne persiste-t-il que peu de cas d'existence de surfaces limites de rupture par extension. Cette éventualité se présente d'autant moins que l'angle ψ entre les deux plans est grand.

La loi de glissement, reportée sur un critère de Mohr, s'exprime par une droite de Coulomb avec seuil :

$$\tau_{xz} = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_{xx}$$

le coefficient de frottement μ variant de 0,2 à 0,8 pour les roches étudiées (voir les tableaux ci-joints).

Il est remarquable que cette loi ne comporte et n'entraîne aucun effet d'échelle (fig. 3.48). Au contraire, c'est la loi d'extension parallèle à la linéation qui dépend le plus de la taille des échantillons.

Le caractère le plus simplifié qu'on puisse retenir de cette étude est le coefficient d'anisotropie K, rapport des résistances maximale et minimale, qui a atteint 0,08 pour les phyllades de Revin. Ce rapport est généralement faible pour les roches à faible porosité et minéraux durs, il s'élève cependant à 0,5 pour des roches plus poreuses formées de minéraux tendres. L'angle α qui correspond au minimum de résistance varie entre 50 et 60°.

La dispersion des résultats la plus élevée est atteinte lorsque l'orientation du tenseur est à la limite entre deux lois de rupture. Elle est la plus faible pour la rupture orientée par la linéation, qui n'est pas directement influencée par les discontinuités.

La pression de confinement modifie peu le comportement décrit ci-dessus, mais l'anisotropie des résistances décroît et le coefficient de frottement croît lorsque celle-ci augmente. En effet, le plan de rupture n'est plus alors confondu avec un plan de discontinuité que pour des orientations particulières du tenseur contraintes par rapport à la structure.

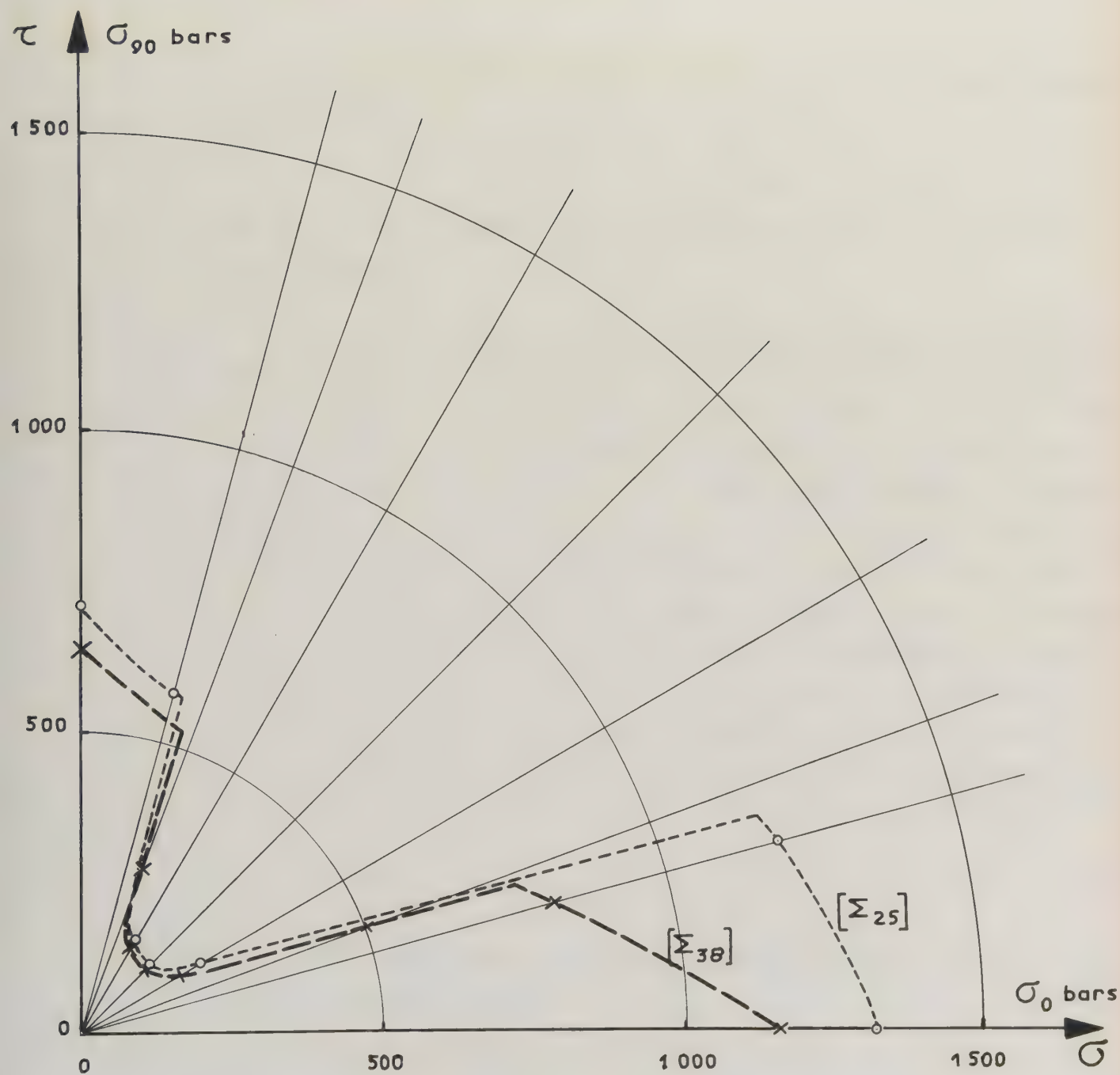


Fig. 3.48 - Compression monoaxiale. Phyllades de Revin.
Effet d'échelle.

L'équation des courbes intrinsèques peut être exprimée sous la forme :

$$\tau_{xz} = \tau_0 + a \cdot \sigma_{xx}^m$$

où τ_0 , a et m varient avec l'orientation du tenseur contraintes.

Enfin, les essais de cisaillement direct permettent, quant à eux, de définir les caractéristiques de rupture et de glissement le long des plans de rupture. Ces caractéristiques ne sont comparables aux résultats concernant les ruptures par cisaillement en compression triaxiale (courbes intrinsèques) que dans la mesure où le plan de rupture est orienté de manière identique dans la structure des matériaux.

L'intérêt majeur de ce type d'essais est de déterminer les caractéristiques de rupture et de glissement le long des plans de discontinuité. Il est apparu que dans un domaine de faibles contraintes normales de cisaillement, il existait une relation linéaire, entre les contraintes de cisaillement normale et tangentielle à la rupture, de la forme :

$$\tau_{\max} = \tau_{0 \max} + \mu \cdot \sigma$$

Les caractéristiques de glissement plan sur plan s'écrivent également :

$$\tau_{\text{ult}} = \tau_{0 \text{ ult}} + \mu \cdot \sigma$$

Les essais de laboratoire permettent donc de définir, pour le projeteur, des critères de rupture qui dépendent de l'orientation du tenseur contraintes par rapport aux discontinuités de la structure, ainsi que de préciser les

caractéristiques de rupture par cisaillement et de glissement plan sur plan le long de discontinuités naturelles. Ils permettent également, comme nous l'avons vu au début du chapitre, de comprendre les phénomènes et d'étudier l'évolution de la structure des matériaux rocheux, qui peut être très diversifiée.

BIBLIOGRAPHIE

- 3.1 BRACE, WF Brittle fracture of Rocks. State of Stress in the Earth's Coust. Ed. W. JUDD. American Elsevier Publishing Co. New-York 1964 - pp 111 - 180.
- 3.2 COOK, N.G.W. The failure of rock. Int. J. Rock. Min. Sci. Vol. 2, n° 4 - Déc. 1965 - pp 289 - 403.
- 3.3 JAEGER, J.C. Brittle fracture of rocks. Failure and Breakage of Rock. Ed. C. FAIRHURST. Amer. Inst. Min. Metall. Petr. Engrs. New-York. 1967. pp 3 - 57.
- 3.4 BIENIAWSKI, Z.T. Mechanism of brittle Fracture of Rock. Part I, II, III. Int. J. Rock Meck Min. Sci. Vol.4n° 4 - Oct. 1967 - pp 395 - 430.
- 3.5 HOEK, E. Brittle Fracture of Rock. Rock Mechanics in Engineering Practice. Ed. K.G. STAGG. John Wiley and Sons Ltd. Londres - 1968. pp 99 - 124.
- 3.6 BIENIAWSKI, Z.T. Propagation of brittle fracture in Rock. Tenth Symposium on Rock Mechanics Austin. Texas. Mai 1968.
- 3.7 HOEK, E. Rock Fracture under Static Stress Conditions. Nat. Mech. Eng. Research. Pretoria. Afrique du Sud. Oct. 1965.
- 3.8 BIENIAWSKI, Z.T. Stability Concept of brittle fracture propagation in rock. Int. J. Engny Geology. Vol. 2 n° 3 - Déc. 1967 - pp 149 - 162.

- 3.9 BILNIAWSKI, Z.T. DENKHAUS, H.G. et VOGLER, U.W.O.L.
Failure of fractured rocks. Rep. S. Afr.
Coun. Sci. Industr. Res. n° MEG 662
Avril 1968.
- 3.10 MURREL, S.A.F. A criterion for brittle fracture of
rocks and concrete under triaxial stress,
and the effect of pore pressure on the
criterion. Rock Mech. Proc. 5th symp. on
Rock Mech. Univ. Minnesota. Ed. by
Fairhurst. Pergamon Press. New-York.
1963 - pp 563 - 578.
- 3.11 GRIFFITH, A.A. Theory of rupture. Int. Congr. appl.
Mech. Ed. BIEZENO and BURGERS. J. Walt-
man Jr Press. Delft. 1925 - pp 55 - 63.
- 3.12 Mc CLINTOCK, F.A. et WALSH. J.B. Friction on Grif-
fith cracks in rock under pressure.
Proc. Fourth U.S. Congr. Appl. Mech.
Amer. Soc. Mech. Engers. New-York 1963 -
pp 1015 - 1021.
- 3.13 IRWIN. G.R. Fracture Mechanics. Structural Mechanics.
Ed. GOODIER and Haff. Pergamon Press.
New-York 1960. pp 149 - 162.
- 3.14 B. JAOUL. Etude de la plasticité et application aux
métaux. DUNOD 1965 - pp 3 - 4.
- 3.15 A. CAQUOT et J. KERISEL. Traité de Mécanique des Sols
Gauthiers - Villars. 1959.
- 3.16 COLES G. et KASULE Ph. Emploi systématique du double
cisaillement Lundborg pour l'étude des
roches. Colloque de Géotechnique. Thème I
Toulouse - Mars 1969.

- 3.17 SIRIEYS P.H. Sur les lois de fragmentation des roches. Compte-rendu du 1er Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches. Lisbonne 1966 - pp 81 - 86.
- 3.18 MURREL S.A.F. The effect of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperature. Geophys. J. 10 n° 3 - 1966 pp 231 - 281.
- 3.19 HERTZ H.Z. Math. Physik. Vol. 28.1183.
- 3.20 SIRIEYS P.H. Contribution à l'étude des lois de comportement des structures rocheuses. Thèse présentée à la Fac. des Sc. de l'Université de Grenoble. Juillet 1966. pp 34 - 35.
-

CHAPITRE IV

ESSAIS **et** MESURES EN PLACE

IV. 1 - INTRODUCTION.

Dans le cadre des études géotechniques concernant les projets d'usines hydro-électriques souterraines de Revin, Sisteron et le Cheylas, des essais en place ont été exécutés par le Service Géologique et Géotechnique d'Electricité de France. Ils ont porté sur la détermination des données mécaniques suivantes :

- contraintes initiales, pour les trois projets,
- déformabilité élastique, ou éventuellement plastique (avec appréciation du seuil) pour les projets de Revin et Sisteron,
- résistance pour le projet de Sisteron seulement.

Des allusions seront faites en outre, relatives à des mesures effectuées à l'occasion d'un quatrième projet dans la craie du Bassin Parisien, à Venteuil. Notons enfin que des essais originaux d'altération ont été entrepris à Sisteron, par climatisation de plusieurs tronçons de tunnels pendant près de huit mois, mais l'étude de laboratoire correspondante étant restée en dehors de ce travail, il n'en sera pas autrement question ici.

L'intérêt des mesures de contraintes sera développé dans le chapitre suivant ; les résultats des mesures de déformabilité et de résistance seront, quant à eux, comparés à ceux que nous avons obtenus sur échantillons et décrits dans les chapîtres précédents.

La description des méthodes d'essais n'a pas été répétée, si ce n'est dans le cas de détails originaux récents.

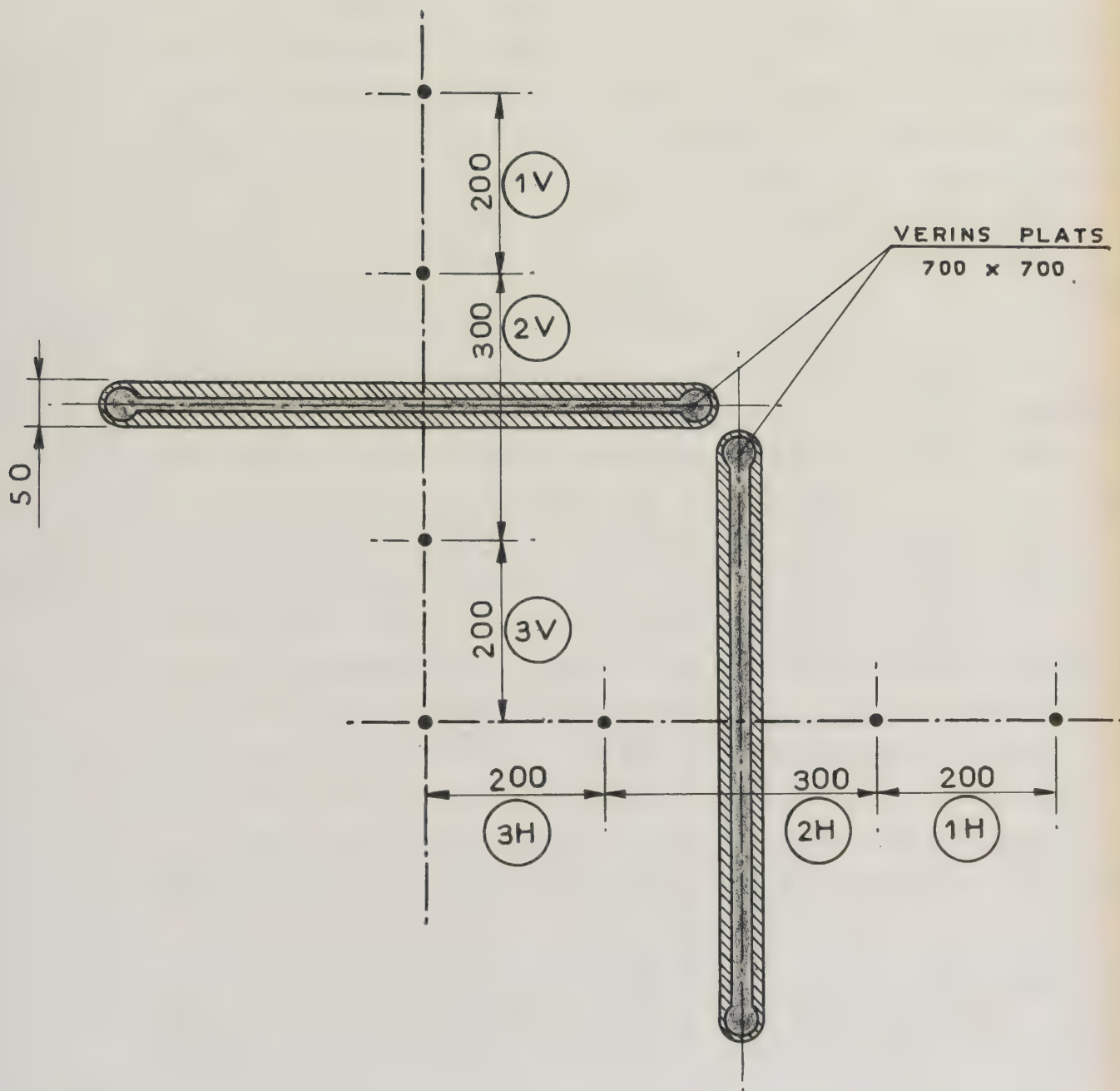


Fig. 4.1 - Essai aux vérins plats en saignée (type E.D.F.).

IV. 2 - MESURE DES CONTRAINTES.

IV.2.1 - Considérations de base :

La méthode de mesure des contraintes appliquée à E.D.F est la libération totale d'une composante parallèle à la paroi rocheuse, grâce au creusement d'une saignée normale à la paroi [4.1] . Pendant la période de libération, on mesure les déplacements relatifs de repères situés de part et d'autre de la saignée, suivant des axes qui lui sont perpendiculaires (fig. 4.1). Un vérin plat est ensuite introduit et gonflé progressivement, faisant varier en sens inverse les déplacements relatifs des repères. Si la saignée est placée suivant une direction principale du tenseur contrainte, la pression qui annule les déplacements de libération est égale à l'autre contrainte principale.

Une telle méthode suppose donc connue la direction des contraintes principales, et suppose aussi, puisque l'on passe par l'intermédiaire des déformations, que le tenseur déformation ait les mêmes directions principales que le tenseur contraintes. Dans le cas particulier d'un milieu à anisotropie planaire discontinue, il faudrait donc que les axes de la structure soient confondus avec les axes des contraintes.

Cependant, les conditions aux limites des tunnels où sont faites les mesures modifient les contraintes initiales.

Si l'on suppose un tunnel horizontal, de section circulaire, dans un champ de contraintes constant de composantes σ_{Vo} et σ_{Ho} (contrainte à symétrie axiale verticale), les composantes parallèles à la paroi sur un diamètre horizontal

seront : $\sigma_V = 3 \sigma_{Vo} - \sigma_{Ho}$

$$\sigma_H = \sigma_{Ho}$$

(en négligeant l'influence du coefficient de Poisson sur σ_H , ou celle des coefficients de déformation transversale en milieu anisotrope).

Si le tenseur est isotrope, $\sigma_{Vo} = \sigma_{Ho}$ et $\sigma_V = 2 \sigma_H = 2 \sigma_{Ho}$.

Dans les deux cas, c'est l'axe du tunnel qui impose les directions principales.

IV.2.2. - Mesures sur la craie [4.2].

La craie du site de Venteuil a fourni des conditions idéales de continuité et d'homogénéité, ainsi qu'une anisotropie élastique axiale modérée ($E_V = 1,4 E_H$). La perforation des saignées y était particulièrement facile et une déformabilité élevée ($E \simeq 70\ 000$ bars) facilitait en outre les mesures, même pour des contraintes relativement faibles.

De nombreuses saignées creusées au voisinage de la génératrice médiane du tunnel, en position verticale et horizontale, ont fourni des résultats qui ont montré le caractère hydrostatique du tenseur initial ($\sigma_V = 2 \sigma_H$). De plus, les valeurs de σ_V se sont révélées en bon accord avec le poids de la couverture (poids total, compte tenu de la saturation en eau ; densité apparente : 2,0).

Couverture	60 m	90 m
Pression théorique	12 bars	18 bars
σ_V mesuré	25 bars	38 bars
σ_H mesuré	13 bars	17 bars

IV.2.3 - Mesures dans le site de Sisteron :

Le site de Sisteron présentait des conditions également assez favorables (module d'élasticité un peu plus fort mais couverture et densité plus élevées). Les résultats obtenus ont été cependant plus dispersés, car l'annulation des déformations n'était plus simultanée sur les différentes bases de mesures (fig. 4.2). En tenant compte de la base centrale, où les déformations sont beaucoup plus importantes et la précision de lecture meilleure, on a obtenu les résultats suivants (la contrainte verticale à 85 m. de profondeur est théoriquement de 20 bars) :

Contraintes	Mesures pour chaque saignée				Moyenne	Théorie
σ_V bars	30	32	32,5	41	34	40
σ_H bars	20	10	16	25	18	20

Ces valeurs sont un peu plus faibles que le couple théorique pour un tunnel creusé dans un milieu isotrope hydrostatique, mais leur rapport voisin de 2 laisse supposer que l'hypothèse hydrostatique n'est pas loin d'être vérifiée. Leur faiblesse peut se justifier par une certaine décompression due aux travaux souterrains à l'explosif (dont l'emploi avait été inutile dans la craie), mais également par l'effet de la dessiccation. Le retrait se traduit en effet par une contrainte d'extension, qui se retranche de la compression naturelle, avant d'aboutir à la fissuration.

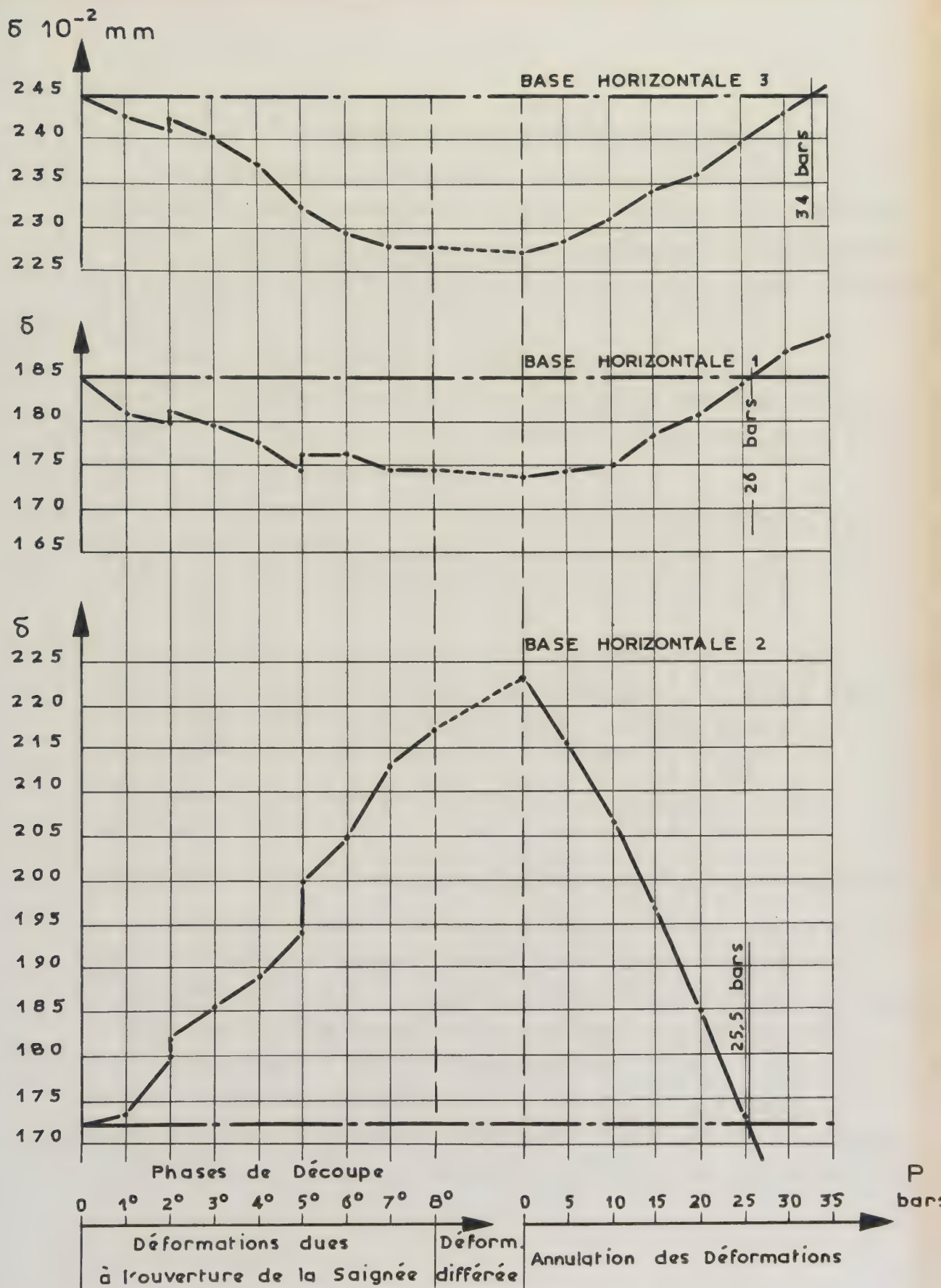


Fig. 4.2 - Détermination du module d'élasticité statique du matériau en place. Essai au vérin plat. Vérin vertical. Marnes de Gisteron.

IV.2.4 - Mesures dans le site de Revin :

La structure géologique du site de Revin était beaucoup moins favorable. Elle est composée de séries de phyllades et de grès à pendage assez variable, présentant de nombreuses hétérogénéités supplémentaires (zones broyées ou filons de quartz).

Les saignées n'ont pu être placées à la fois par rapport à la géométrie du tunnel et à la structure du massif. On s'est seulement efforcé de les placer dans les zones les plus homogènes.

Les résultats présentent une forte dispersion liée sans doute à l'hétérogénéité des couches, et à la nature discontinue du massif (hauteur de recouvrement : 100 m.).

Contraintes	Mesures pour chaque saignée			Moyenne	Théorie
σ_V bars	71	159	67	99	56
σ_H bars	134	52		93	28

Ces valeurs sont beaucoup plus fortes que le couple théorique pour un tunnel creusé dans un milieu isotrope hydrostatique. On sait que le module d'un matériau homogène ne joue aucun rôle dans la répartition des contraintes. Il n'en est pas de même du rapport des modules, dans un corps hétérogène (ou plus généralement, du gradient de module). Les contraintes mesurées à la paroi des tunnels ont en effet atteint 135 bars, ce qui est peu compatible

avec la hauteur de recouvrement (densité moyenne : 2,8). Il ne faut pas ignorer cependant que les tunnels de reconnaissance provoquent des concentrations moins bien connues que les cavités cylindriques qui servent de base au calcul.

IV.2.5 - Mesures dans le site du Cheylas :

Une des difficultés non négligeables des mesures précédentes provient de ce que la section des tunnels n'était pas circulaire. Sur une section carrée, la contrainte σ_V peut varier en effet entre une valeur au centre inférieure à σ_{V_0} et une valeur aux angles de l'ordre de 4 à 5 σ_{V_0} . La galerie de reconnaissance du Cheylas qui a été creusée avec une machine foreuse rotative Robbins avait, au contraire, une section parfaitement circulaire.

La qualité de la paroi non ébranlée par le tir et l'homogénéité du massif avoisinant a rendu possible l'utilisation de résultats fournis par une saignée de petites dimensions, creusée à la scie circulaire (méthode Rocha, listonne mise en oeuvre par la S.E.I.L.). Une telle méthode a l'avantage d'être très rapide, notamment parce qu'il n'est plus nécessaire de sceller au ciment un vérin plat exactement ajusté à la forme rigoureuse de la saignée. Aussi a-t-on pu pour la première fois envisager de travailler dans des positions non classiques, et par exemple mesurer la composante tangentielle le long de la génératrice supérieure du tunnel.

Dans la zone des mesures, sous 300 m. de couverture, la stratification et la schistosité étaient orientées de telle sorte que la galerie s'écartait peu de l'axe β de la structure (fig. 1.16).

Les résultats enregistrés apparaissent alors comme assez peu dispersés [4.3] , des mesures complémentaires effectuées dans une galerie perforée au tir afin de comparer ces résultats à ceux qui sont obtenus dans des conditions d'expérimentation traditionnelle.

Emplacement des mesures	Position	Recouvrement en m.	Contrainte théorique	Contrainte mesurée en bars
Galerie circulaire Robbins	σ_V	300	144	150
		300	144	150
		300	144	150
		200	96	100
	σ_H	300	72	100
		300	72	90
		200	48	100
Galerie fer à cheval traditionnelle	σ_V	270 270	130 130	75 80
	σ_H	270	65	100

Des mesures microsismiques effectuées le long d'une génératrice horizontale de chacune des deux galeries parallèles ont permis de constater que la zone remaniée variait de 1 à 3 (elle atteint en moyenne 0,5 m. pour la galerie perforée au tir). Ceci explique l'écart de 1 à 2 enregistré lors de la détermination des contraintes tangentiellles verticales dans les deux galeries.

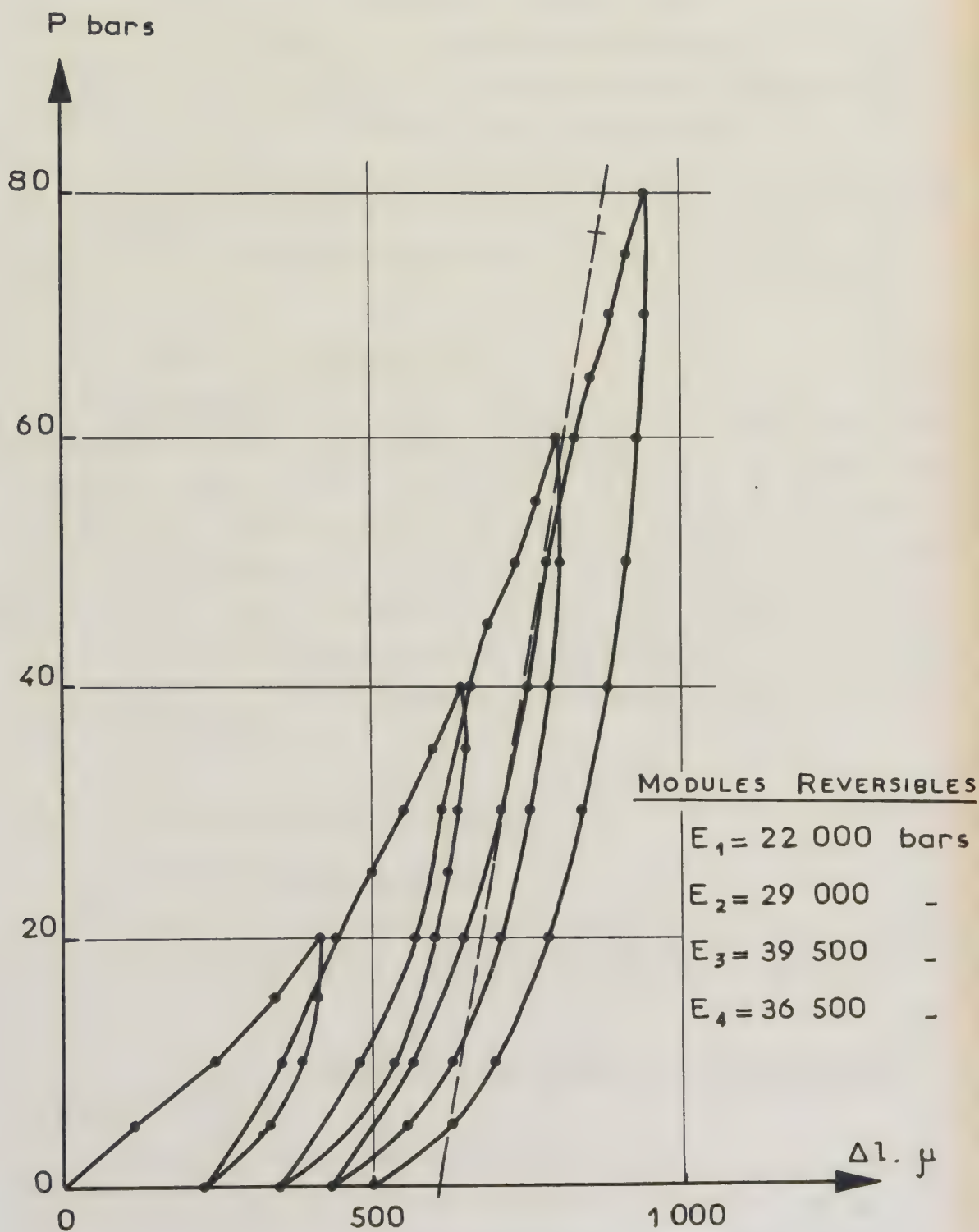


Fig. 4.3 - Détermination du module d'élasticité statique du matériau en place. Essai à la plaque de charge circulaire. Phyllades de Revin.

Cependant, on remarquera que les contraintes tangentielles horizontales sont assez homogènes dans les deux galeries. L'influence de la décompression parallèlement à l'axe de la galerie semble alors négligeable.

Il est intéressant de noter que dans ce cas, comme on le supposait dans le site de Revin, les contraintes horizontales semblent affectées par l'histoire organique du site.

IV.2.6 - Conclusion :

On retiendra de ce qui précède la difficulté de l'interprétation des mesures de contraintes dans un milieu qui s'éloigne des conditions idéales d'isotropie et d'homogénéité. Les anomalies que l'on peut rencontrer au cours des mesures effectuées à la paroi dans des galeries ébranlées par le tir, dont la section s'éloigne la plupart du temps de la forme circulaire, peuvent être écartées par le creusement de tronçons expérimentaux effectués à l'aide de machines rotatives.

IV. 3 - MESURES DE DEFORMABILITE.

IV.3.1 - Site de Revin :

Les mesures de déformabilité les plus complètes ont été faites à Revin où quatre méthodes différentes ont été employées.

a/ L'essai à la plaque, sur les parois de galerie [4.4.] .

Au cours de cet essai, une plaque rigide de 280 mm de diamètre (600 cm^2) est poussée contre les roches par un vérin et son enfoncement est mesuré par des comparateurs à cadran.

Le graphique type (fig. 4.3) montre bien :

- un serrage irréversible acquis à chaque cycle et décroissant malgré la constance de l'écart des contraintes, traduit par l'allure concave vers le haut de l'enveloppe,
- un serrage réversible traduit par la courbure (toujours concave vers le haut), de la partie basse des cycles successifs.

La partie utile pour caractériser le comportement élastique est la partie rectiligne de la branche montante, au-delà du serrage réversible, et en deçà du sommet du cycle précédent.

- sur la branche de décharge, l'inertie d'ensemble du dispositif provoque une courbure qui ne permet pas de sélectionner une partie rectiligne.

Le calcul d'un module, à partir d'une droite tracée sur ce graphique, impose la référence à un milieu continu et en outre supposé isotrope. On applique alors la formule de Boussinesq ;

$$\Delta l = \frac{1}{2} \frac{F}{r} \frac{1 - \nu^2}{E}$$

Si le milieu n'est pas continu, l'enfoncement de la plaque est supérieur à cette valeur, et la déformation n'est pas totalement transmise au large de la plaque, aussi la formule donne-t-elle toujours un résultat par défaut.

Sur le graphique de la figure 4.3, le module lu entre 30 et 50 bars sur la branche montante du 4e cycle est de l'ordre de 50 000 bars.

b/ L'essai en saignée [4.5] .

Il est lié à la mesure des contraintes. Il est possible, après avoir annulé la déformation provoquée par le creusement de la saignée, de faire des cycles successifs, et cet essai donne dans de nombreux cas des courbes presque rectilignes.

Le graphique de la figure 4.4. a pour origine la déformation avant la saignée. L'opération de gonflage du vérin plat commence donc à $- 220 \mu$ et monte jusqu'à 165 bars pour retrouver le zéro (1). Le cycle suivant (0 - 135 bars) permet de définir un comportement linéaire et réversible, avec toutefois un peu d'hystérésis.

Le passage au module se fait simplement par la formule $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}$ qui suppose un champ de contrainte cylindrique, et qui donne donc un résultat surestimé d'environ 50 %.

c/ L'essai en sondage [4.6] .

Il met en oeuvre un appareil conçu et mis au point à Electricité de France. Cet appareil permet d'appliquer une pression d'huile sur une portion de forage et de mesurer les variations de diamètre dans la zone centrale ($\emptyset$ 165 mm ; longueur : 800 mm).

Le graphique type (fig. 4.5) montre généralement beaucoup moins de phénomènes parasites que celui de l'essai à la plaque. La sensibilité insuffisante de la mesure est

(1) Cette seule valeur n'a pas de sens si on la considère isolément, car il faut également obtenir l'annulation sur les autres extensomètres. Les résultats sont alors assez dispersés.

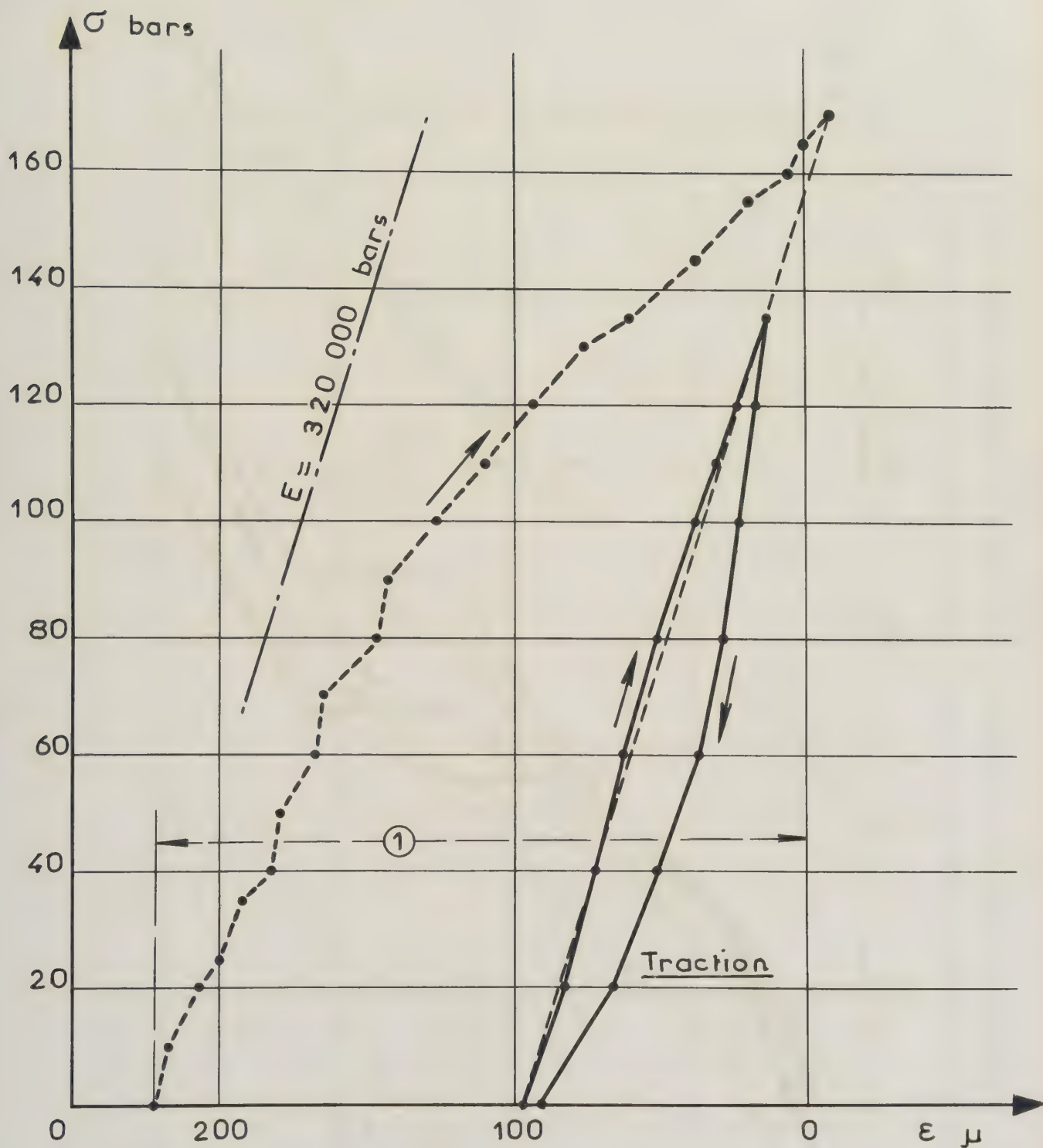


Fig. 4.4 - Détermination du module d'élasticité statique du matériau en place. Essai aux vérins plats. Extensomètre 3. Phyllades de Revin (documents D.G.G. - E.D.F.) (Revin pièce 3-2 p. 18)

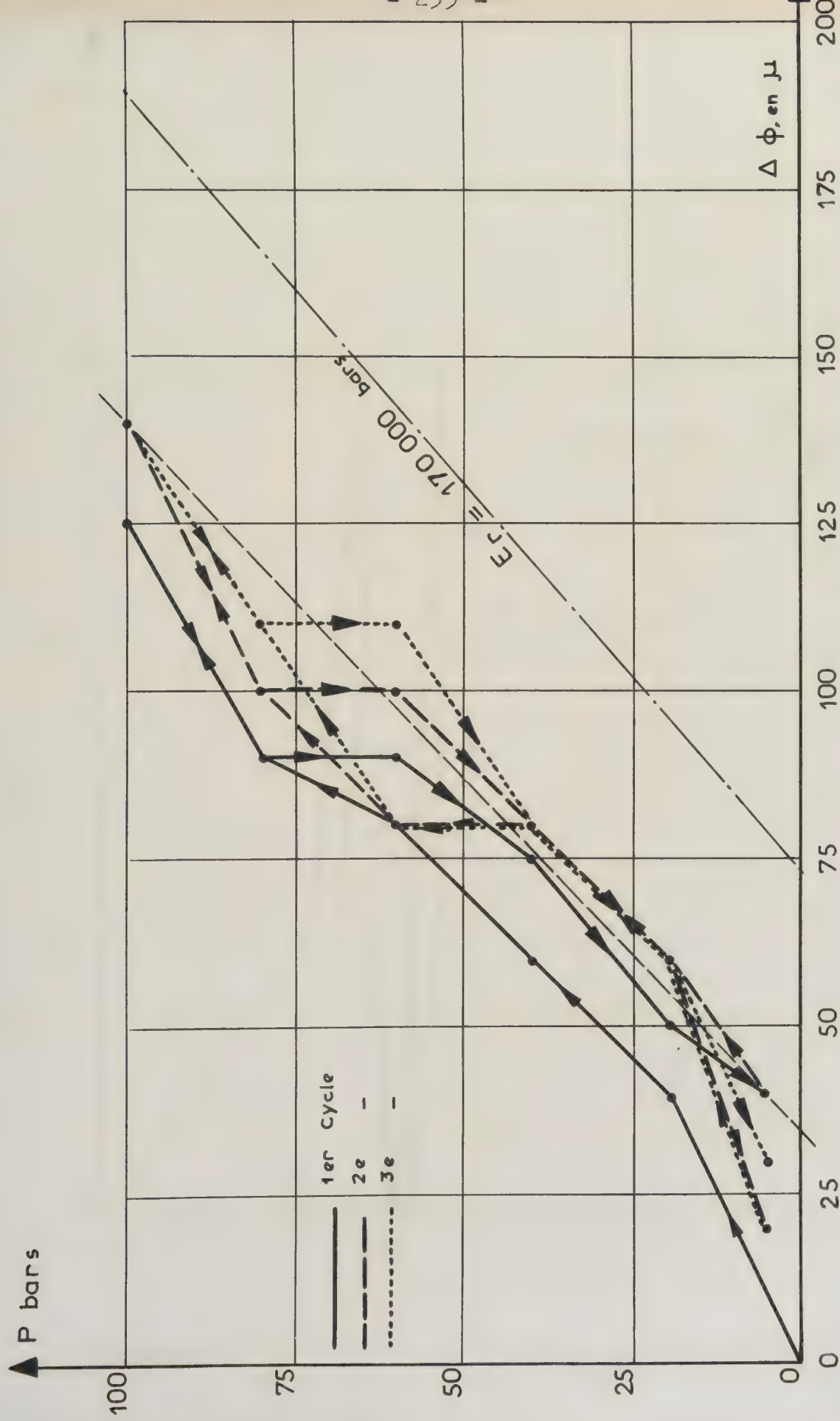


Fig. 4.5 - Détermination du module d'élasticité statique du matériau en place. Mesure au dilatomètre mobile en sondages. Phyllades de Revin (profondeur : 8,5 m.)

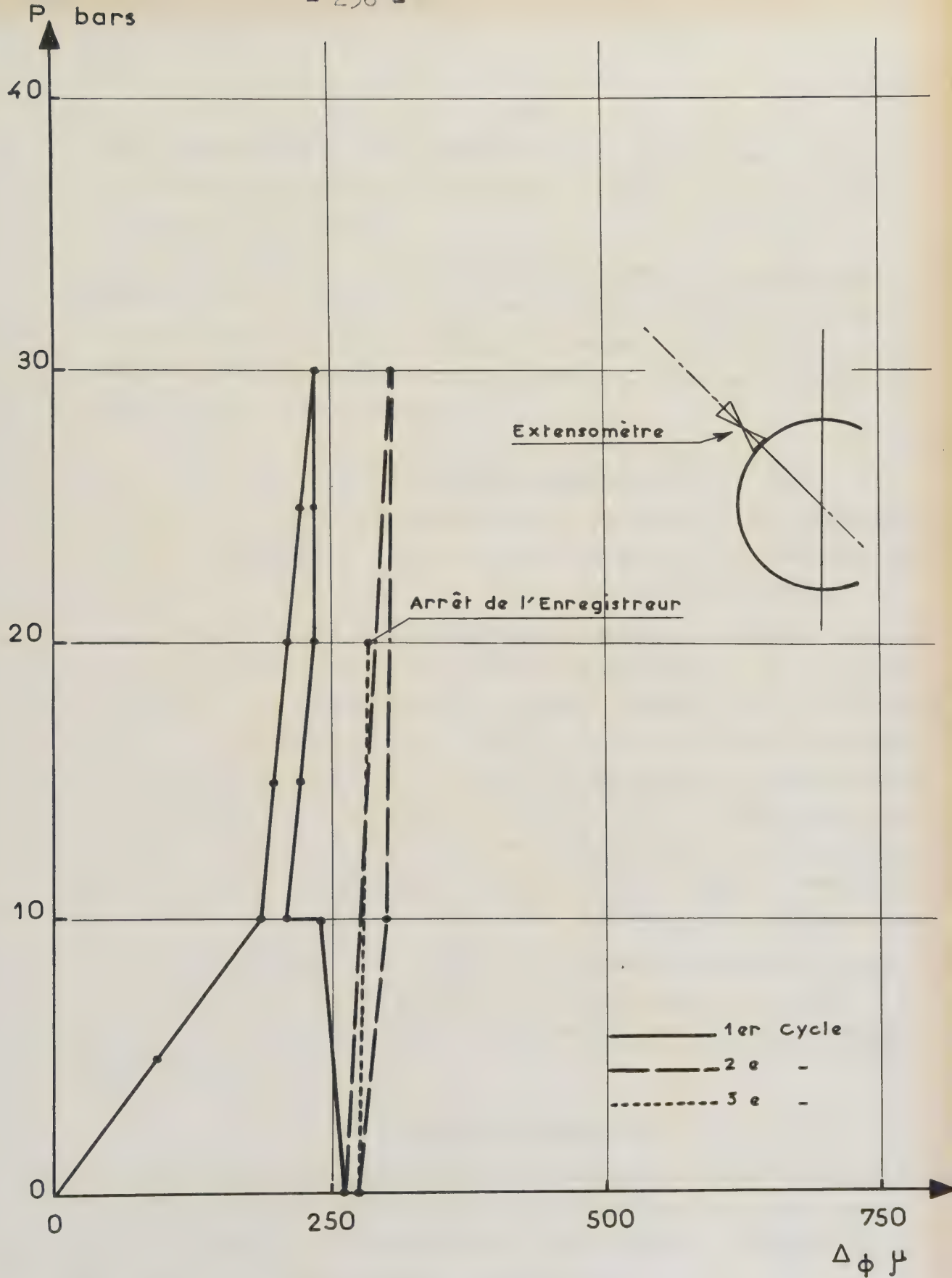


Fig. 4.6 - Détermination du module d'élasticité statique du matériau en place. Essai en caverne. Phyllades de Revin.

seule responsable des anomalies de ce graphique, dont l'allure rectiligne est toutefois satisfaisante sur toute la plage de 100 bars.

Le passage au module, toujours dans l'hypothèse élémentaire d'un continu isotrope, s'appuie sur la formule du tube épais : $\frac{\Delta D}{D} = \frac{1+\nu}{E} p$. On note l'influence du coefficient de Poisson dans cette formule, plus importante que dans l'essai à la plaque.

d/ L'essai en caverne [4.7] [4.8] .

Cet essai est géométriquement comparable au précédent, mais il s'applique, à plus grande échelle, à un tronçon de tunnel expérimental mis en charge par pression d'eau.

Deux chambres cylindriques successives ont été isolées par des bouchons de béton d'une longueur de 20 et 35 m. et de 3 mètres de diamètre. La chambre extrême, la plus courte était non revêtue, l'autre revêtue d'une épaisseur minimale de 25 cm de béton. Les mesures de déformation ont comporté des extensomètres diamétraux, situés dans la zone centrale des deux chambres, avec diverses orientations, et des extensomètres en sondages radiaux (installés à titre d'essai de ce matériel par la Sté Auxiliaire d'Etudes Electrotechniques).

Le graphique type (fig. 4.6), après un premier cycle à 30 bars, montre des cycles très rectilignes et très parallèles, à partir desquels le module est calculé comme dans l'essai précédent.

e/ Examen des résultats.

Les essais à la plaque ont donné, comme cela se produit généralement, les valeurs les plus faibles. Ce fait est justifié par les discontinuités existantes au voisinage de la paroi. On peut retenir les valeurs :

(1)

30 000 bars suivant l'axe 3 150 000 bars suivant l'axe 2

et c'est seulement le rapport de ces nombres qui présente une ressemblance avec les essais au laboratoire :

($E_{33} = 285\ 000$ bars ; $E_{22} = 1\ 000\ 000$ bars).

Les essais en saignée donnent des valeurs plus élevées qui sont, contrairement aux précédentes, des valeurs par excès. On retiendra les valeurs :

(2)

360 000 bars suivant l'axe 3 1 000 000 bars suivant l'axe 2
--

dont le rapport est nettement plus faible que le précédent.

Les essais en sondage et en caverne sont, quant à eux, plus décevants. Alors qu'on espérait éliminer en forage la zone décomprimée et fissurée qui justifie les faibles valeurs (1), on trouve encore un serrage appréciable sur de nombreuses mesures, et surtout on ne retrouve pas l'anisotropie fondamentale du massif. Ceci est peut-être lié à l'application d'une contrainte insuffisante.

Ainsi, en dessous de 100 bars, mesure-t-on en sondage des modules compris entre :

(3)

150 000 bars et 375 000 bars

(sans valeur systématique
de l'orientation)

avec seulement deux valeurs isolées à 660 000 et 800 000 bars.

Les cavernes donnent des valeurs plus élevées :

(4)

300 000 bars
880 000 bars

(sans valeur systématique
de l'orientation)

qui peuvent être surestimées. En effet, et surtout dans la caverne non bétonnée, le fluide de mise en pression est l'eau dont on ignore la pression à l'intérieur du massif. On notera que c'est la caverne bétonnée qui donne les valeurs les moins dispersées :

(5)

400 000 bars
500 000 bars

(sans valeur systématique
de l'orientation)

Ces valeurs sont les seules qui soient du même ordre que les valeurs mesurées au laboratoire.

Il paraît assez naturel par ailleurs que l'intervention du béton atténue l'influence de l'anisotropie du terrain.

En conclusion, la dispersion des résultats obtenus, liée très probablement à l'hétérogénéité du massif, très visible en souterrain, entre les échelles décimétrique et décamétrique, rendrait tout à fait inefficace la prise en compte de l'anisotropie (telle qu'on la connaît au laboratoire) pour recalculer les modules caractéristiques du massif.

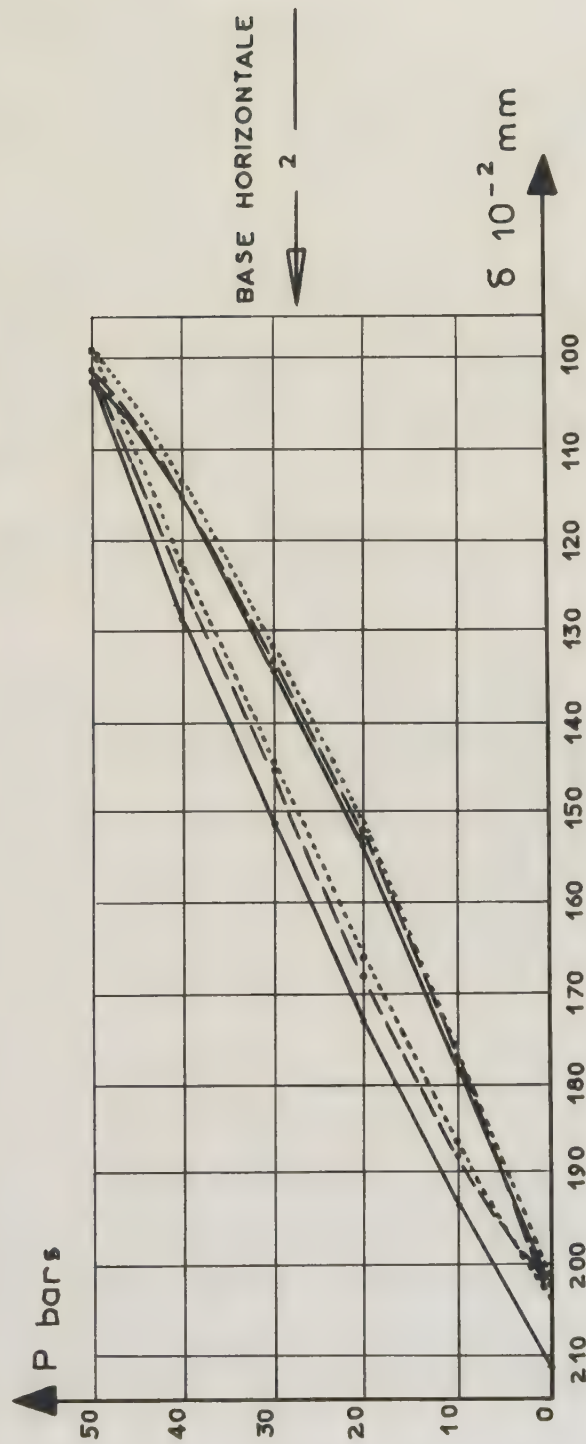
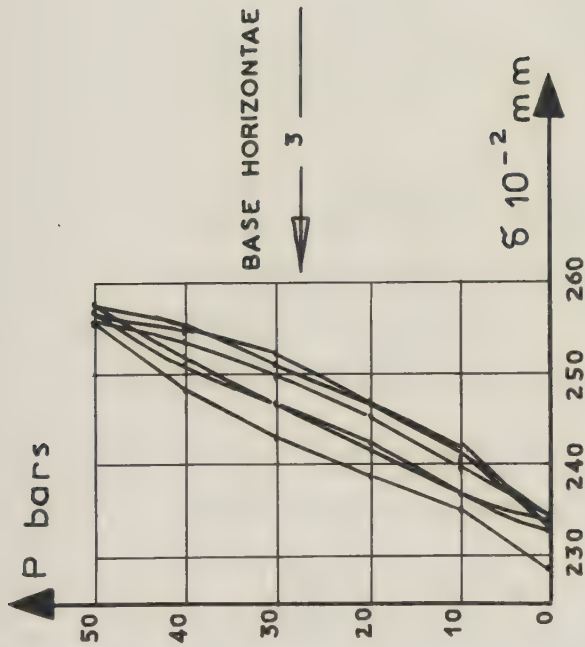
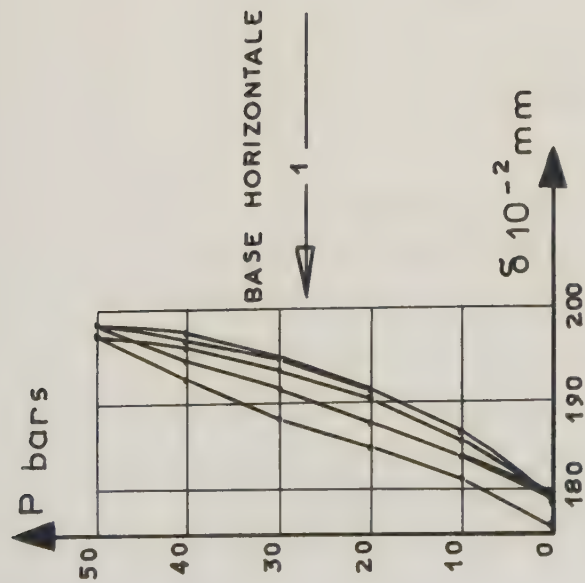


Fig. 4.7 - Détermination du module d'élasticité statique du matériau en place. Essais au vérin plat. Barnes de Bisteron.

IV.3.2 - Site de Sisteron.

a/ Méthodes de mesure :

La déformabilité des marnes a été étudiée par trois méthodes différentes que l'on peut passer en revue plus rapidement.

L'essai à la plaque a été poussé plus haut qu'à Revin et donne des courbes plus faciles à dépouiller. Les orientations horizontale et verticale des mesures sont à 90° par rapport à la stratification et ne donnent pas lieu à des variations significatives.

L'emploi des vérins plats en saignée donne des courbes très réversibles et très linéaires (fig. 4.7).

La troisième méthode utilise les déformations avant la rupture dans les essais de cisaillement de blocs (voir IV.4.2). L'application des formules établies par Vögt a conduit Kladyénovitch [4.9] à présenter des graphiques pour le calcul élastique des translations et des rotations d'une fondation sous l'effet d'un effort de cisaillement (pour un barrage, cet effort est la poussée hydrostatique du réservoir).

La translation des blocs était mesurée directement pendant l'essai avec des comparateurs à cadran. La rotation est déduite en général de la différence de translation en haut et en bas du bloc. Sur le chantier de Sisteron, une mesure directe a pu être faite sur la "fondation", immédiatement à côté du bloc, à l'aide d'un clinomètre de précision (10^{-5} radian) posé sur une base de 20 cm de longueur.

La formule utilisant les rotations est toutefois plus dépendante du coefficient de Poisson.

b/ Examen des résultats :

L'essai à la plaque permet de déterminer un module indépendant de l'orientation, de l'ordre de 30 000 à 40 000 bars, plus faible toutefois en calotte à cause peut-être d'un desserrage supplémentaire. Ces valeurs sont beaucoup plus proches de la mesure en laboratoire (1/4) que pour le cas de Revin (c'est seulement pour la craie qu'on a trouvé des valeurs très proches, de l'ordre de 3/4), et le rapport des deux mesures est employé comme indice de l'effet de la fissuration du massif (en tant surtout que génératrice d'une décompression des parois du tunnel).

On a d'ailleurs noté des valeurs plus faibles lorsque les essais ont employé des plaques plus petites, malgré des pressions plus élevées. Les plaques ne mobilisent alors qu'une zone du massif beaucoup plus superficielle.

L'essai en saignée a donné un couple de valeurs

35 000 bars horizontalement
60 000 bars verticalement

sans que cette différence ait pu être justifiée.

Les essais de cisaillement ont donné des valeurs assez dispersées et nettement plus élevées lorsqu'on emploie les résultats des mesures de rotation. Avec les mesures de translations, la gamme de résultats, au tout début de

l'essai, permet de dégager deux directions :

	1er	2e	3e	Moyenne
Effort parallèle à la stratification	87 000	52 000	57 000	65 000 bars
Effort perpendiculaire à la stratification	89 000	105 000	114 000	102 000 bars

Ces valeurs sont relativement proches des essais sur échantillons. En raison du soin extrême apporté au découpage des blocs pour ne pas en abîmer le matériau, on peut considérer que les discontinuités étaient très peu ouvertes et ne jouaient guère de rôle. On peut rapprocher ces résultats des calculs faits à l'occasion d'essais de cisaillement sur le granit de Calacuccia. En effet, on suppose dans les formules de Vogt que le massif entier est sollicité, aussi bien à l'aval du bloc (en compression) qu'à l'amont où il est en traction. La moindre discontinuité désolidarise le massif amont et le module semble alors diminuer au moins de moitié, si on utilise la même formule. Il ne semble pas que ce phénomène se soit produit au début des essais de Sisteron, mais il a pu se produire par la suite.

IV. 4 - MESURES DE RESISTANCE.

IV.4.1 - Essai à la plaque :

Les essais à la plaque ont été longtemps interprétés comme fournissant des cercles de Mohr limites entre l'état élastique et l'état plastique. Mais il s'agissait souvent de la seule transition entre le serrage initial, analogue au tassement des fissures des échantillons de laboratoire. Ce tassement est cependant beaucoup plus important par rapport aux déformations élastiques et il peut même les masquer entièrement.

En fait, il faut atteindre des pressions très élevées pour obtenir, au-delà du comportement élastique, une rupture par poinçonnement.

L'essai à la plaque retrouve la signification de modèle réduit de fondation qu'il avait à ses débuts en Mécanique des sols sur des matériaux comme les sols, les argiles dures, les mylonites.

Il garde cette valeur avec les roches tendres comme la craie, qui a pu être poinçonnée à 220 bars, valeur très supérieure à sa résistance en compression simple. Il n'était pas possible d'envisager un tel essai à Revin, sauf peut-être en choisissant une position particulièrement défavorable de la schistosité.

On a tenu cependant à obtenir le poinçonnement des marnes de Sisteron, et faute de disposer d'un vérin assez puissant, on a diminué le diamètre de la plaque. Le poinçonnement a alors été obtenu à 413 bars. Une telle capacité portante peut être assimilée au seul terme de surface de la formule de Terzaghi $Q_c = 1,3.e.N_c$.

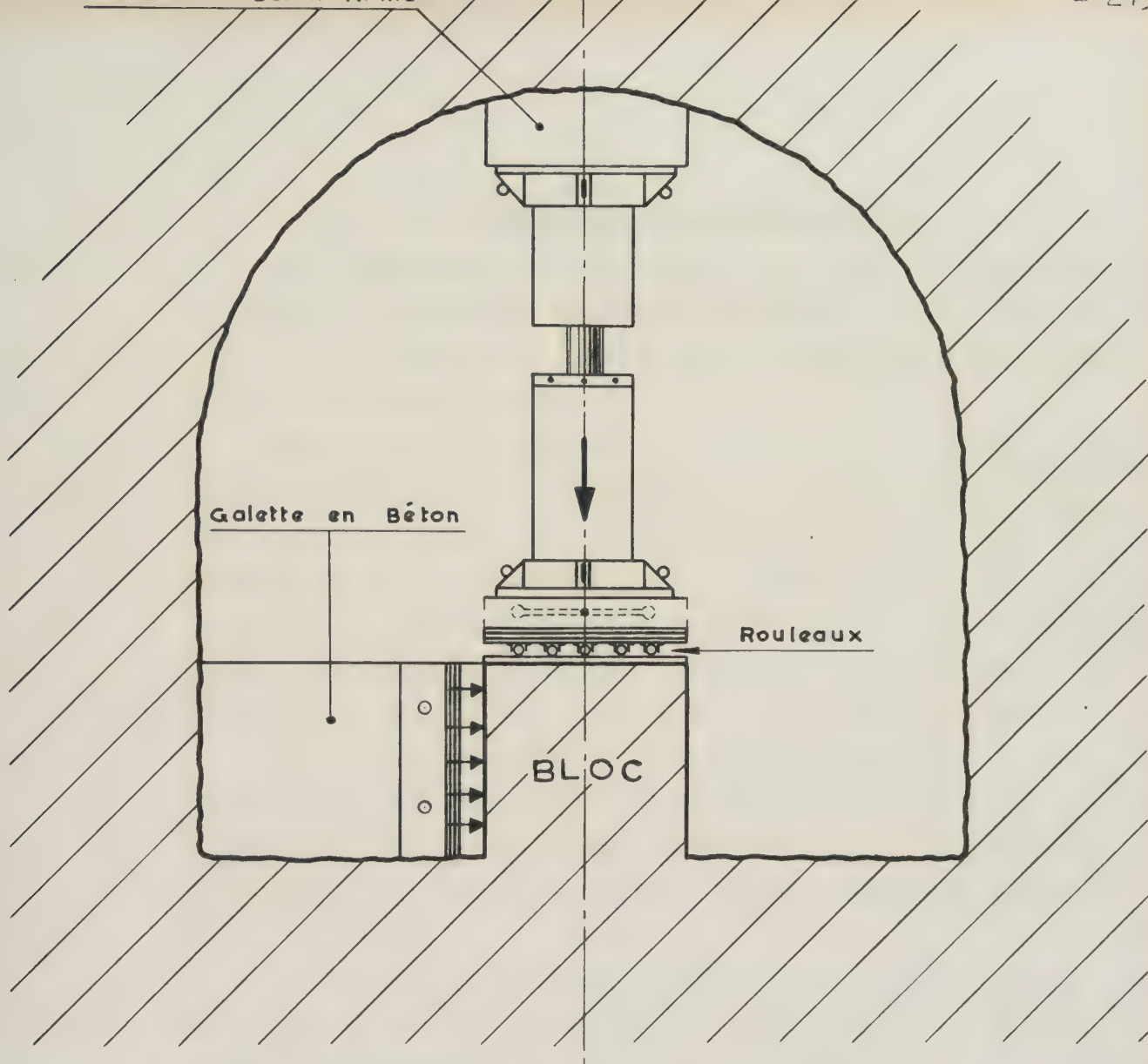


Fig. 4.8 - Essais de cisaillement de blocs de marnes de Sisteron.
Dispositif de mise en charge.

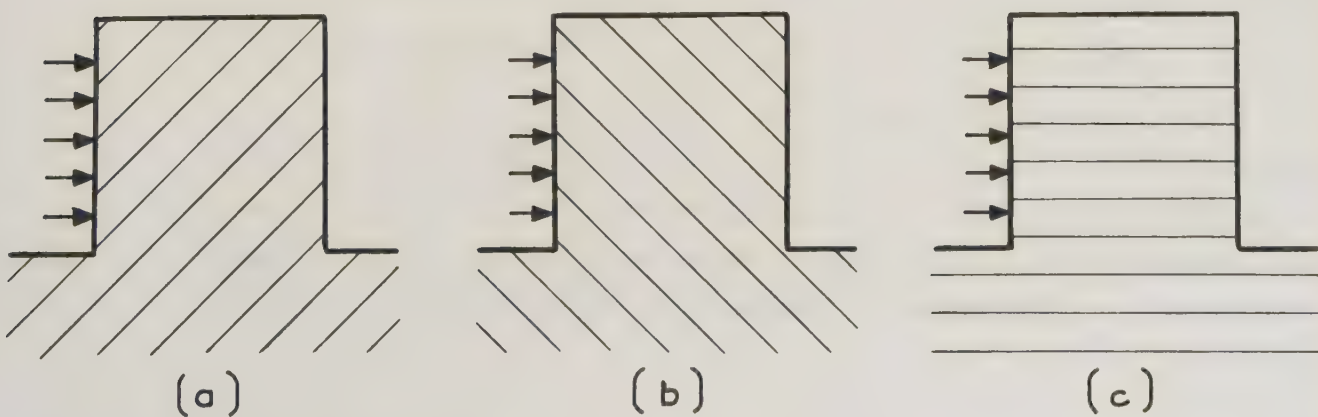


Fig. 4.9 - Essais de cisaillement sur des blocs de marnes de

IV.4.2 - Essai de cisaillement [4.10] :

Les essais de cisaillement des marnes de Sisteron ont présenté de nombreux aspects originaux, tant au point de vue de la préparation des blocs d'essais que de la réalisation même des essais.

Des blocs d'essai cubiques de 60 cm de côté ont été découpés en saillie par rapport au radier de la galerie suivant des phases successives assurant leur bonne conservation (malgré les problèmes de retrait déjà mentionnés). L'explosif a été remplacé par le forage de trous tangents ou le découpage à la scie à chaîne. Les faces ont été paraffinées au fur et à mesure de leur confection.

Ces blocs recevaient un effort normal et un effort tangentiel par l'intermédiaire de vérins plats qui permettaient de réduire le frettage sur les deux faces ainsi sollicitées. Les trois autres faces restaient libres (fig. 4.8).

Un effort normal assez élevé (moitié de l'effort initial) a été maintenu pendant le découpage afin d'éviter toute décompression. Aussi, n'y a-t-il pas eu de déformation verticale importante (les essais ont été généralement effectués avec un effort peu différent de cet effort initial).

Enfin, des mesures de rotation du bloc, déjà mentionnées, accompagnaient les mesures de translation.

La conduite de l'essai a été assez prudente pour pouvoir, après les premiers indices de rupture de chacun des blocs, ramener l'effort tangentiel à zéro, et faire de nouveaux cycles avec ou sans modification de l'effort normal (on a pu faire jusqu'à 13 cycles successifs).

Pour des raisons technologiques importantes, tenant compte notamment de l'équilibrage de l'ensemble (comme pour l'essai à la plaque), le plan de rupture suggéré par l'essai à la base du cube est horizontal. On a donc été amené à étudier plusieurs dispositions :

- dans trois essais, l'effort tangent était parallèle à la stratification (fig. 4.9a),
- dans deux essais, il était perpendiculaire, dans le sens amont de la stratification (non contrarié) (fig. 4.9b),
- dans un essai, il était perpendiculaire, dans le sens aval de la stratification (contrarié) (fig. 4.9c).

L'observation détaillée du comportement des blocs et l'analyse des graphiques de déplacement ont permis d'appliquer un certain nombre de critères de rupture, parmi lesquels on peut citer [4.10] :

- la dilatance (Dvorak : Congrès des Grands Barrages - Istanbul. Serafim : 1er Congrès de Mécanique des Roches - Lisbonne) : Son effet est particulièrement net dans la deuxième famille d'essais où les discontinuités favorisent le relèvement du bloc. On doit cependant noter qu'avant la rupture, le moment entraîne au contraire un basculement en sens inverse,

- le retour en arrière des courbes clinométriques,
- la résistance maximale, généralement obtenue par défaut pour limiter les déplacements et les dégradations.

On notera qu'en général, les critères d'altitude et de rotation apparaissent avant la résistance maximale. En reportant sur un graphique τ, σ l'ensemble des critères, on obtient ainsi des droites de Coulomb moyennes.

- première famille : effort tangentiel parallèle à la stratification : $\tau = 20 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 20^\circ$.
- deuxième famille : effort perpendiculaire à la direction de la stratification : $\tau = 20 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 33^\circ$.

Dans le troisième cas, on a pu obtenir successivement des résistances maximales groupées sur trois droites de Coulomb (fig. 4.8), la plus haute ayant pour équation :

$$\tau = 21 + \sigma \cdot \operatorname{tg} 28^\circ,$$

et les deux suivantes s'appliquant à deux états successifs de dégradation. Il est remarquable que la cohésion ne s'annule pas. L'angle de frottement, quant à lui, s'abaisse à 20° , puis à 18° .

IV.4.3 - Comparaison des résultats :

Des essais de cisaillement de type Lundborg ont été effectués au laboratoire, afin de comparer les résultats obtenus en galerie avec ceux que fournit cet essai rapide, à petite échelle. On doit remarquer qu'un tel essai, appliqué à des échantillons présentant des discontinuités obliques par rapport à l'effort tangentiel entraîne la formation d'une double surface de rupture par cisaillement dont l'une est assimilable à la deuxième famille précédente et l'autre à la troisième famille. Les caractéristiques déterminées au laboratoire doivent donc être prises comme caractéristiques moyennes des deux familles précédentes :

	Essais en place	Essais de type Lundborg
1° famille	$\tau_o = 20 \text{ bars } \phi = 20^\circ$	$\tau_{o \text{ max}} = 45 \text{ bars } \phi_{\text{max}} = 26^\circ$ $\tau_{o \text{ ult}} = 20 \text{ bars } \phi_{\text{ult}} = 24^\circ$ pour $\beta = 45^\circ$
2° famille	$\tau_o = 20 \text{ bars } \phi = 33^\circ$	$\tau_{\text{max}} = 58 \text{ bars } \phi_{\text{max}} = 40^\circ$
3° famille	$\tau_o = 21 \text{ bars } \phi = 28^\circ$	$\tau_{\text{ult}} = 26 \text{ bars } \phi_{\text{ult}} = 32^\circ$ pour $\beta = 45^\circ$

On peut comparer par ailleurs les résultats de la famille 2 avec ceux que fournissent les essais triaxiaux effectués sur des échantillons à stratification perpendiculaire à la contrainte principale majeure (angle de rupture : $40^\circ < \theta < 70^\circ$). Dans un domaine de faibles pressions de confinement, on a alors :

$$\tau_o = 30 \text{ bars} \quad \phi = 28^\circ.$$

Il apparaît donc que les résultats des essais de cisaillement en place sont comparables à ceux que fournissent les courbes de cisaillement ultime.

Tout comme on l'avait remarqué lors de la comparaison des résultats d'essais triaxiaux et d'essais de cisaillement de type Lundborg, les valeurs des angles de frottement déterminés semblent peu affectées par le mode d'essai.

Les cohésions apparaissent comme étant plus variables. Celles qui sont déterminées sur de gros blocs cisailés en place semblent être les plus faibles. Viennent ensuite les cohésions apparentes des courbes de cisaillement ultime puis les cohésions déterminées à l'aide de courbes intrinsèques. Notons cependant que ces trois valeurs sont peu éloignées. Les cohésions correspondant aux courbes de cisaillement maximum définies à l'aide de l'essai Lundborg sont beaucoup plus élevées, ce qui est sans doute lié au confinement non négligeable des échantillons, par effet Poisson.

Il apparaît donc que l'essai de cisaillement est peu sensible à l'effet d'échelle.

L'essai à la plaque poursuivi jusqu'au poinçonnement de la paroi a montré que l'effort nécessaire pour atteindre cette rupture était de 413 bars.

L'équation de Terzaghi, relative à la rupture de cisaillement généralisée s'écrit, en terme de cohésion de la force portante : $Q_c = 1,3 \cdot c \cdot N_c$

c étant la cohésion et N_c le facteur de force portante.

Si l'on reprend les résultats de mesures relatifs au cisaillement de la première famille de blocs (effort tangentiel de cisaillement parallèle aux discontinuités) :

$c = 20$ bars, $\phi = 20^\circ$, on a alors $N_c = 18$ et $c = 1,3 \cdot 20 \cdot 18 = 468$ bars.

Il apparaît donc que les résultats de ces deux essais sont tout à fait semblables, pour ce matériau tendre.

IV. 5 - CONCLUSION.

Pour le projeteur, l'intérêt majeur des essais en place réside dans la détermination des contraintes naturelles dans la zone de l'excavation souterraine. Malgré les imprécisions des méthodes employées (technologiques, auréole décomprimée autour des galeries, concentrations locales de contraintes ...), elles peuvent renseigner sur la validité de l'assimilation du tenseur contraintes à un état de contraintes hydrostatique lié à la hauteur de la couverture.

La détermination des caractéristiques de rupture, autre élément important de la prévision de la stabilité des excavations souterraines semble rentrer dans le domaine du laboratoire. L'intérêt essentiel de telles mesures réside en effet dans la détermination des caractéristiques de cisaillement ou de glissement le long de discontinuités naturelles, peu sensibles à un effet d'échelle.

Les mesures de déformabilité à la paroi des tunnels présentent beaucoup moins d'intérêt pour le projeteur, qu'elles tentent de définir l'anisotropie des modules dans une structure anisotrope, ou le rapport des modules de zones hétérogènes, bien que dans ce cas, les concentrations locales des contraintes dans les zones les moins déformables soient intéressantes à connaître.

Il semble qu'en revance, la détermination des variations de volume accompagnant l'évolution du massif rocheux au cours des travaux soit un élément important des prévisions et de la compréhension des phénomènes qui a été jusqu'ici ignoré.

- 255 -

BIBLIOGRAPHIE

- 4.1 MARY, DUFFAUT, COMES. L'essai en saignée. Congrès des Grands Barrages. Q 32. Rapport 44. Istanbul 1967.
- 4.2 DESSENNE, COMES, DUFFAUT, GERARD. La craie, au laboratoire et dans un tunnel profond. Congrès International de Mécanique des Sols. Mexico 1969.
- 4.3 COMES G., BERNEDE J. Effets de la forme et des moyens de creusement utilisés sur la valeur des contraintes mesurées à la paroi des ouvrages de reconnaissance. 2e Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches. Thème 3. Belgrade 1970.
- 4.4 MAZENOT. L'essai à la plaque. Ann ITBTP 1965 ou 6. Congrès des Grands Barrages. Edimbourg 1964. Q 28. Rapport 15. Groupe de travail.
- DUFFAUT L'essai en saignée. Symposium de Madrid 1968.
- 4.5 MARY, DUFFAUT, COMES. Congrès des Grands Barrages Istanbul 1967. Q 32. Rapport 44.
- 4.6 COMES G. Le dilatomètre mobile en sondage. Revue Travaux. 1963.
- 4.7 DUFFAUT. Rapport du groupe de travail. Congrès des Grands Barrages. Montréal 1970. Q 38.

- 4.8 COMES et al. Congrès de Mécanique des Roches.
Belgrade 1970.
- 4.9 MLADYENOVITCH. Déformation des fonds de barrage.
Revue Travaux. Nov. 1966.
- 4.10 COMES G. FOURNIER. Mesure en place de la résistance
au cisaillement d'une marne.
Symposium de Mécanique des Roches.
Madrid. Oct. 1968.

Sur les mesures des contraintes et en général tous
détails supplémentaires :

- Rapport interne E.D.F. 1969.

- Etude géologique et géotechnique des ouvrages sou-
terrains :

- . de l'aménagement de Revin, consultée grâce à l'aimable
autorisation de la R.E.H. Nord.
- . de l'aménagement de Sisteron, consultée grâce à l'aimable
autorisation de la R.E.H. Alpes Sud.
- . de l'aménagement du Cheylas, consultée grâce à l'aimable
autorisation de la R.E.H. Alpes Nord.

CHAPITRE V

LA STABILITE

DES USINES SOUTERRAINES

V. 1 - INTRODUCTION.

a/ Caractères particuliers des usines hydro-électriques souterraines.

Les usines souterraines sont de grandes excavations dont on a longtemps considéré que la dimension critique était la largeur, ou portée de la voûte, comprise entre 10 et 30 m. La hauteur, plus négligée, est toujours plus grande à cause de la hauteur libre nécessaire sous le pont roulant pour la manutention des appareils. Elle est généralement comprise entre 20 et 60 m. Aussi, l'élancement de la section verticale est-il toujours élevé. Il est compris en général entre 2 et 2,5, mais peut atteindre 3. La longueur est très variable, de 30 à 300 m., en fonction du nombre des groupes générateurs.

Cependant, ces usines sont bien autre chose qu'un tronçon relativement court d'un tunnel à section inhabituelle, à cause surtout du grand nombre d'intersections avec des galeries biaises ou perpendiculaires (galeries d'amenée et canaux de fuite, galeries d'accès, etc ..), à cause, quelquefois, de la proximité de cavités parallèles à peine moins vastes (chambres de vannes, chambres de mise en charge des canaux de fuite, salle de transformateurs, etc ..). Le problème du tunnel se complique donc souvent en problème de cavités multiples, séparées par des piliers. Enfin, le caractère original du problème posé par les usines souterraines est également lié au procédé de construction lui-même. Celui-ci ne se fait jamais à l'avancement sur la pleine section. On réalise au contraire la voûte d'abord, puis l'abatage descendant de ce que l'on appelle le stross.

b/ Méthodes traditionnelles de géologie appliquées à ces ouvrages.

Le premier travail d'implantation consiste en général à placer les ouvrages par rapport à une structure géologique, en choisissant une des zones du massif les plus homogènes et en évitant au mieux les failles et les zones broyées. Lorsqu'on ne peut pas totalement les éviter, on s'efforce de ne pas les voir croiser les piliers les plus minces, ni affecter les intersections de galeries. On accepte parfois, par exemple, de placer la salle principale perpendiculairement à une faille subverticale lorsque celle-ci est inévitable. Il est cependant pratiquement impossible d'échapper à des failles subhorizontales puisqu'on ne peut pas jouer sur l'altitude, liée à la fonction hydro-électrique.

Lorsque le massif est constitué de roches à anisotropie planaire discontinue, on préférera, de la même façon, se placer perpendiculairement à la schistosité (ou stratification) si celle-ci est subverticale. Si elle est subhorizontale, le bénéfice apparaît moins bien et on tend à suivre des critères non géologiques (longueur minimale du circuit hydraulique).

c/ Intérêt d'une approche mécanique.

Un grand nombre de problèmes particuliers méritent une étude mécanique détaillée tant dans le dessin de détail des ouvrages souterrains que dans les méthodes d'exécution et notamment, la succession des phases d'abatage et de soutènement provisoire.

La stabilité définitive des excavations souterraines suppose qu'en tout point du massif rocheux, le tenseur contrainte après exécution des travaux complets, est à l'intérieur de la surface limite de rupture. Elle suppose également qu'en tout point d'une surface de discontinuité, l'effort normal est suffisant par rapport à l'effort tangentiel pour empêcher le glissement. La stabilité pendant les travaux suppose que cette condition est également satisfaite, tout au long des étapes successives de creusement de la voûte et de l'abatage du stross.

Le tenseur contraintes dépend de plusieurs facteurs :

- du tenseur contrainte initial, généralement constant dans la zone des travaux, sauf au voisinage de la surface topographique, et notamment près d'un versant incliné (les usines hydro-électriques sont souvent assez basses par rapport à la cote du talweg),
- des rapports de modules éventuels, si le site est composé de zones hétérogènes (mais non de la valeur absolue de l'ensemble de ces modules, qui modifie seulement les déformations),
- de la forme et de la dimension des ouvrages et, le cas échéant, des forces exercées par le soutènement (qui forment d'ailleurs toujours un système nul).

La détermination de l'influence de ce dernier facteur a longtemps été limitée par les possibilités du calcul, même élastique, à des problèmes dont les conditions, aux limites, pouvaient se simplifier considérablement par symétrie : la sphère, ou mieux encore parce que à deux dimensions : le puits ou le tunnel circulaire. Goguel [5.1]

Iabasse [5.2], Mandel [5.3], Sirieys [5.4], ont étendu ce problème au cas élastique-plastique en contrainte hydrostatique. Terzaghi et Richart [5.5] ont appliqué le calcul élastique aux sections elliptiques pour une contrainte monoaxiale, et par superposition, pour une contrainte quelconque.

Néanmoins, le calcul par éléments finis permet, depuis quelques années, de prendre en compte des formes de contour variées, et de s'approcher de la surface du sol. Il permet également d'introduire automatiquement la plasticité, par comparaison des contraintes élastiques avec les courbes limites des matériaux rencontrés. Il permet enfin de tenir compte de discontinuités particulières. Il serait toutefois encore prématuré d'en attendre tous ces perfectionnements à la fois et l'on n'a encore pas traité notamment d'application à 3 dimensions.

Nous allons reprendre rapidement dans ce qui suit l'énoncé des théories élémentaires, afin d'étudier ensuite quelles modifications y introduisent les roches à anisotropie planaire discontinue.

V. 2 - Etude bibliographique : LE TUNNEL EN MILIEU ISOTROPE.

V.2.1. - Champ de contraintes en élasticité :

a/ Tunnel circulaire :

L'équilibre élastique d'un tunnel circulaire en milieu infini peut être exprimé par la répartition des composantes tangentielles σ_{θ} et radiale σ_r (qui sont les contraintes principales extrêmes dans un système de coordonnées polaires r, θ) sur chaque rayon du tunnel.

- Dans le cas d'un état de contraintes hydrostatiques P (fig. 5.1), la zone dans laquelle l'état de contraintes est perturbé ne s'étend qu'à 3 rayons environ du centre de la cavité. Par contre, le calcul du déplacement d'un point du rayon exige une intégration à l'infini. Ce déplacement ne décroît qu'en $1/R$ au lieu de $1/R^2$ et la zone perturbée s'étend alors jusqu'à 10 R.

- Dans le cas d'une contrainte monoaxiale P, la distribution des contraintes est beaucoup moins favorable à la stabilité de l'excavation. En effet, sur le diamètre perpendiculaire à l'effort, la contrainte tangentielle est multipliée par trois, alors qu'une traction opposée à la compression initiale règne sur le diamètre parallèle (fig. 5.2), la contrainte tangentielle sur le pourtour de la cavité prenant les valeurs : $\sigma_\theta = P - 2 P \cdot \cos 2\theta$, θ étant l'orientation du rayon considéré par rapport à l'effort (d'après Kirsch). Ces contraintes décroissent toujours lorsqu'on s'éloigne de l'axe du tunnel en $1/R^2$.

Il est important de noter que les cercles de Mohr critiques se trouvent sur les deux axes de symétrie parallèle et perpendiculaire à l'effort.

Le rapport trois entre les contraintes maximales de compression et de traction montre que la rupture du matériau doit alors apparaître d'abord par traction (ce rapport est généralement de l'ordre de 10 pour les matériaux rocheux naturels), mais l'ouverture d'une fissure ne suffit pas toujours pour provoquer la fragmentation du matériau, de volume assez limité.

- On passe au cas général d'un état de contraintes (P,Q), par superposition des deux cas précédents. La

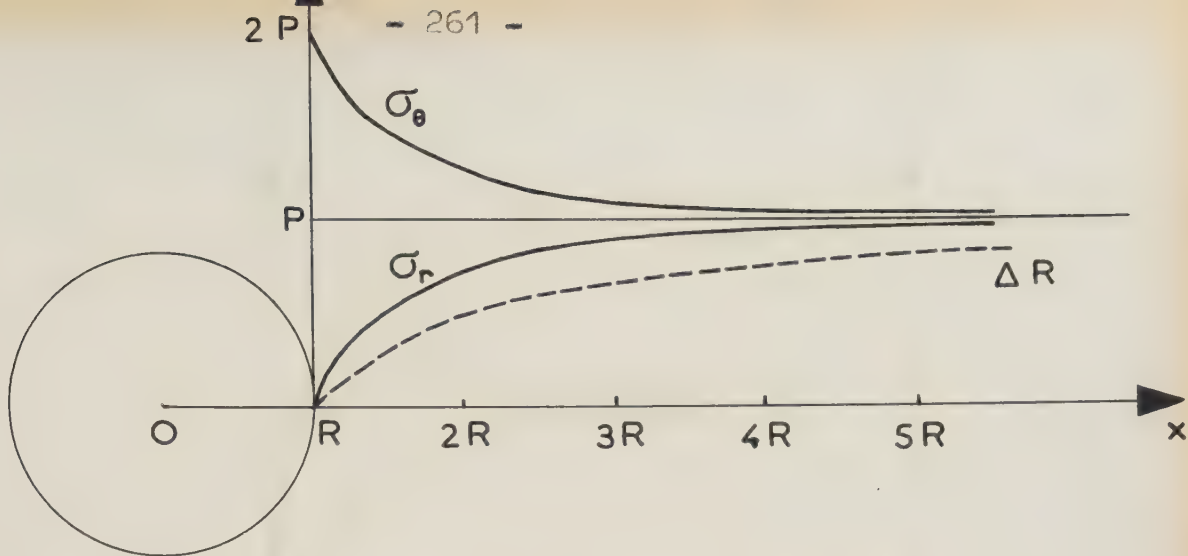


Fig. 5.1 - Contraintes autour d'un tunnel circulaire en milieu élastique. Etat de contraintes hydrostatique P .

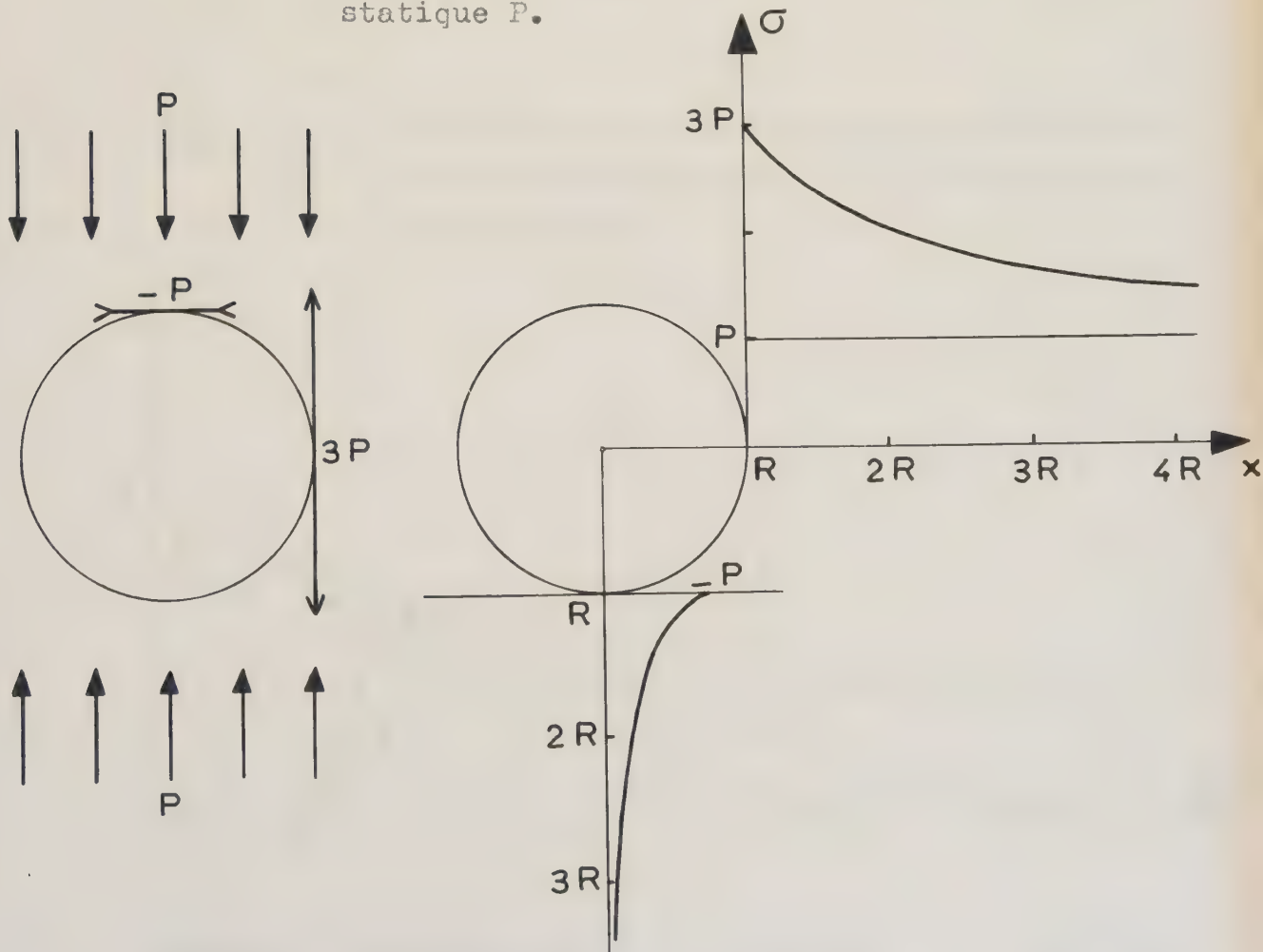


Fig. 5.2 - Contraintes autour d'un tunnel circulaire en milieu élastique. Etat de contraintes monoaxial.

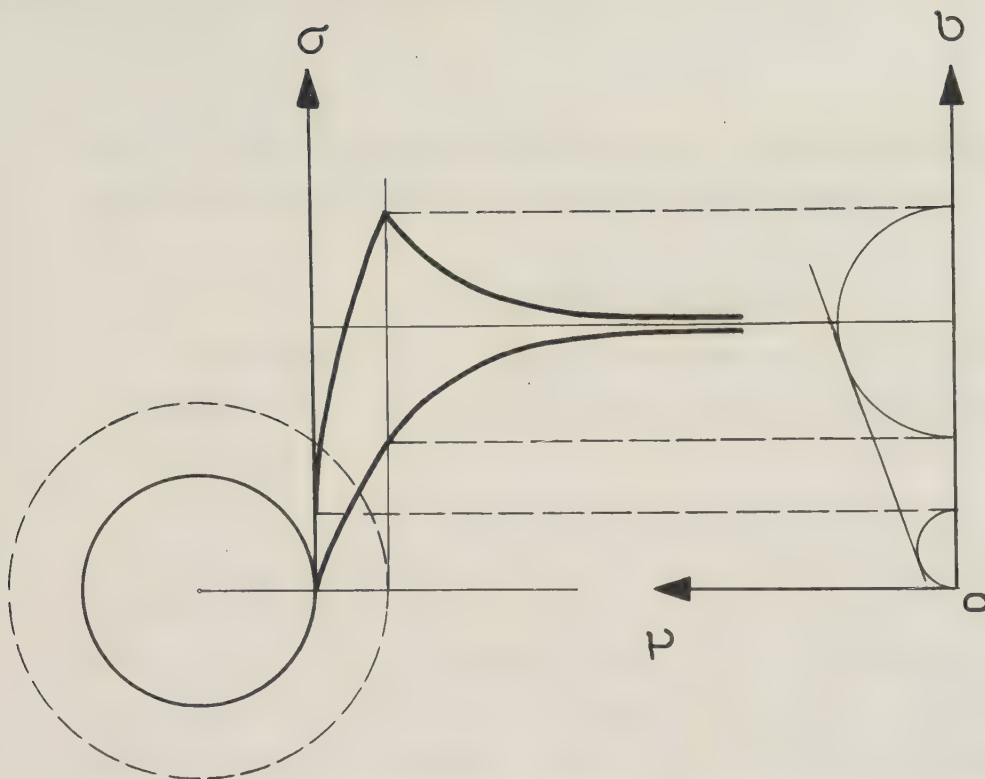


Fig. 5.3 - Contraintes autour d'un tunnel circulaire en milieu élastoplastique. Etat de contraintes hydrostatique.

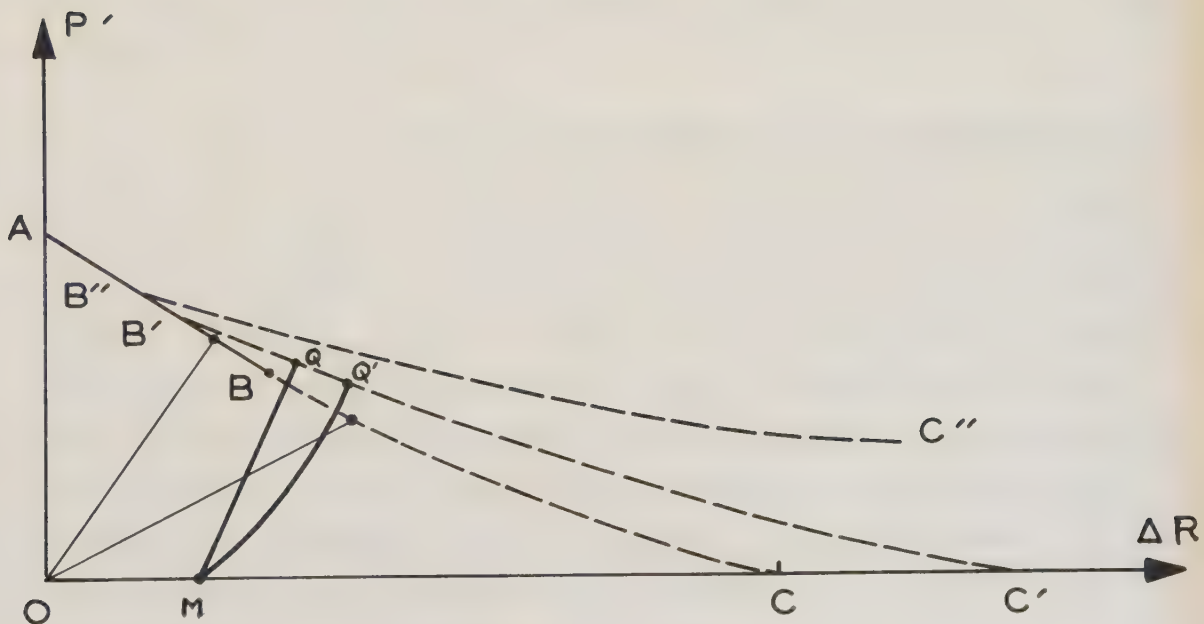


Fig. 5.4 - Représentation des phénomènes statiques pour un tunnel circulaire.

contrainte de traction disparaît alors pour $Q \gg \frac{P}{3}$, l'axe de symétrie parallèle à P étant l'axe critique.

b/ Tunnel elliptique :

Le calcul des cavités elliptiques a pu être entièrement effectué grâce à l'utilisation des coordonnées paramétriques elliptiques.

Les points situés sur les axes restent les points critiques, avec toutefois une aggravation qui dépend de l'éclatement de la cavité : la traction est accrue sur le grand rayon de courbure, tandis que la compression est accrue sur le petit. Il existe cependant une ellipse idéale dont le rapport des axes a/b est le rapport de la contrainte verticale à la contrainte horizontale.

Lorsque les axes du tenseur sont inclinés par rapport à ceux de l'ellipse, on retrouve le calcul élastique de Griffith sur l'effet des cavités elliptiques dans un milieu homogène (voir III.3.1).

V.2.2 - Champ de contraintes en élastoplasticité :

La déformation plastique qui se produit autour des tunnels, ou encore l'auréole des terrains remaniés, a pour effet de limiter la contrainte à la paroi (fig. 5.3) à une valeur critique (seuil de plasticité en compression mono-axiale). Il est important de noter qu'en milieu infini, une telle limitation ne peut avoir d'autre conséquence que de reporter sur une zone plus profonde la variation de contrainte susceptible d'équilibrer le creusement. Si ce "remaniement" se fait sans dégradation du matériau, la

stabilité reste certaine. Il est alors caractérisé par la formation d'un anneau plastique qu'il est aisé de calculer en conditions hydrostatiques. Si le terrain se dégrade dans l'auréole de terrains "remaniés", il n'est pas nécessaire, en théorie, de le supporter tant qu'il lui reste un minimum de cohésion. L'auréole s'épaissit toutefois.

V.2.3 - Le problème du soutènement :

Lombardi [5.6] remarque fort justement que "la valeur de la pression de la montagne (sur les parois d'un tunnel circulaire) n'est pas prédéterminée par la nature, mais en réalité le résultat de toute l'histoire de la construction". Le moment de mise en place d'un soutènement et le choix du soutènement en sont un facteur essentiel.

Ceci s'explique clairement grâce à un graphique P', R (fig. 5.4) [5.7] . Soit P' la pression qu'exercerait un soutènement indéformable mis en place idéalement au rayon R et à l'instant 0 ($0 < P' < P$). Lorsque P' décroît, R augmente suivant la droite AB, la déformation étant élastique au cours de cette première phase, puis suivant la branche BC, concave vers le haut.

Un soutènement déformable, mis en place tardivement, prendra donc la charge Q si sa déformation est représentée par la droite MQ, la charge Q' s'il est plus souple.

Ce graphique permet donc de discuter aisément de la dégradation des terrains dans l'auréole plastique entourant la cavité. Sans soutènement, la déformation plastique transforme les propriétés du matériau et la courbe caractéristique ABC se transforme en AB'C', puis AC'. Un soutènement tardif, rigide ou pas, prendra donc une forte charge.

L'objet du soutènement n'est donc pas de supporter, mais de limiter la dégradation du terrain. Le soutènement doit donc être mis en place rapidement, en contact direct avec la peau du massif.

V. 3 - LE TUNNEL EN MILIEU ELASTIQUE A ANISOTROPIE PLANAIRE DISCONTINUE.

Les milieux rocheux à anisotropie planaire discontinue présentent une anisotropie continue des modules élastiques. Cette anisotropie ne modifie que les déformations par rapport à un milieu isotrope. Elle n'a que peu d'influence sur les courbes limites de rupture par extension.

L'existence de trois critères de rupture distincts est généralement plus importante, l'anisotropie des résistances de tels matériaux étant discontinue.

Les courbes limites de rupture sont particulièrement influencées par une zone de rupture par glissement suivant les discontinuités, qui présente des caractéristiques de rupture minimales. Nous avons défini une loi de glissement avec seuil, correspondant à ce type de rupture, qui a pour équation : $\tau = \tau_0 + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$.

Voyons, à l'aide de quelques exemples types, quelles zones d'un tunnel circulaire sont alors menacées et quels phénomènes de rupture sont à craindre.

Tunnel circulaire dans l'axe des discontinuités :

- Dans le cas d'un état de contraintes hydrostatiques, la contrainte tangentielle σ_θ sur le pourtour du tunnel a pour valeur $2 P$. La première rupture qui est à

craindre est située sur les rayons d'orientation α_m et $\pi - \alpha_m$ (fig. 5.5). C'est une rupture par glissement (1) suivant les discontinuités correspondantes.

Si τ_0 et ϕ sont la cohésion et l'angle de frottement de la courbe intrinsèque de glissement, la construction du cercle de Mohr de compression de diamètre $2 P$ tangent montre que cette rupture apparaît pour :

$$P = \frac{\tau_0 \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

La section circulaire du tunnel évolue alors vers une forme elliptique (2) dont le grand axe est perpendiculaire aux discontinuités et le petit axe voisin de R , car la rupture par glissement est généralement suivie d'un flambage des couches latérales.

- Dans le cas d'une contrainte monoaxiale P , la stabilité de l'excavation est très variable suivant l'orientation de la contrainte par rapport aux discontinuités. On a vu que la contrainte est alors égale à $3 P$ sur le diamètre perpendiculaire, et qu'une traction $- P$ règne sur le diamètre parallèle.

Le cas le plus favorable semble alors être celui où la contrainte est oblique par rapport aux discontinuités :

+ Lorsque la contrainte monoaxiale est parallèle aux discontinuités (fig. 5.6), il y a d'abord apparition d'une rupture par traction suivant les discontinuités, en clé du tunnel (1), dans une zone qui est d'autant plus étendue que la contrainte est grande (2). Cette rupture par traction est suivie, pour des efforts plus élevés, par

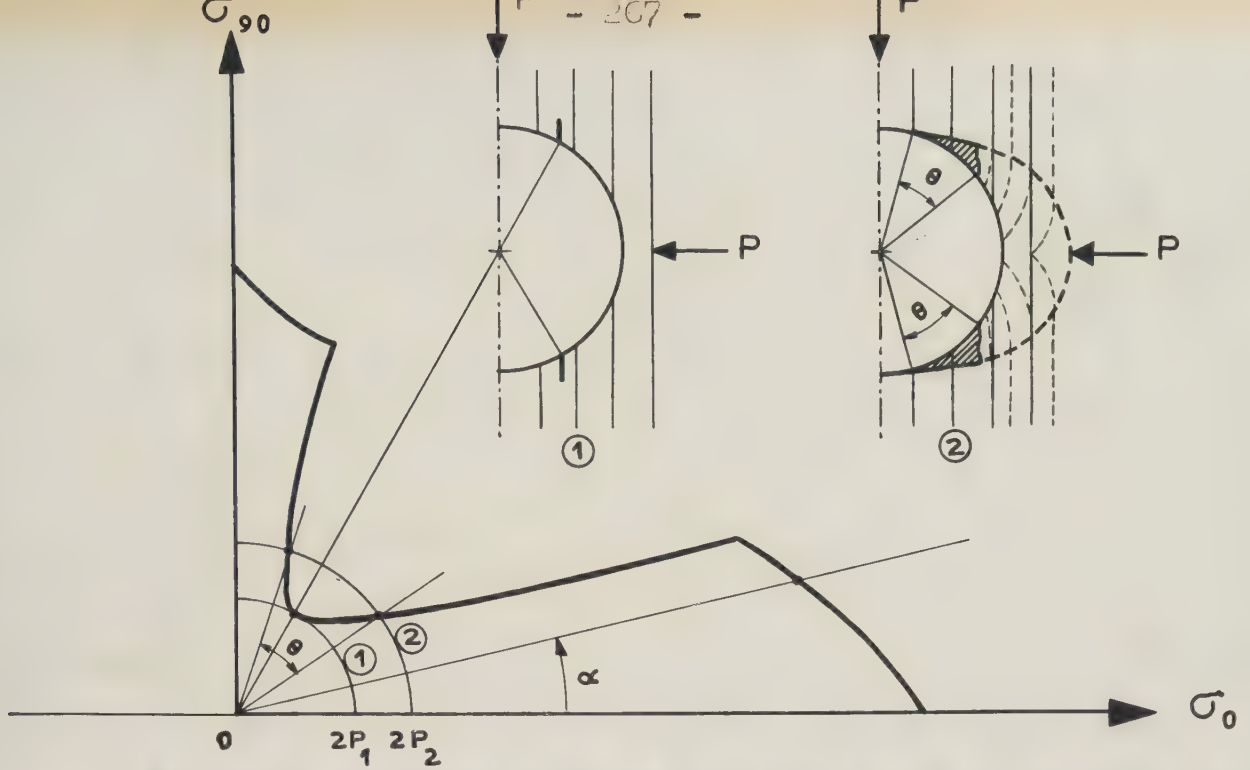


Fig. 5.5 - Evolution de la rupture autour d'un tunnel situé dans un milieu à anisotropie planaire discontinue. Etat de contraintes hydrostatique.

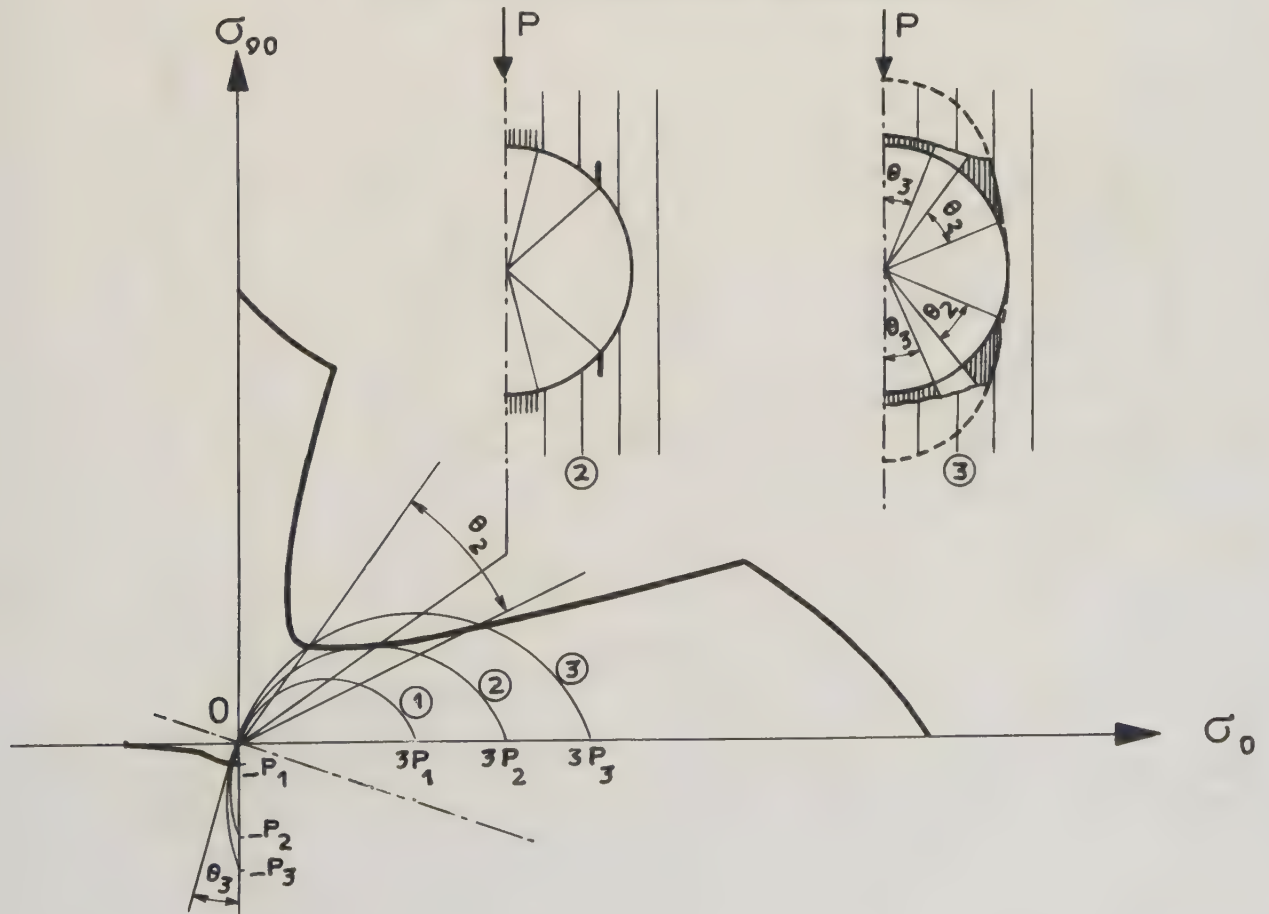


Fig. 5.6 - Etat de contraintes monoaxial. Effort parallèle aux discontinuités.

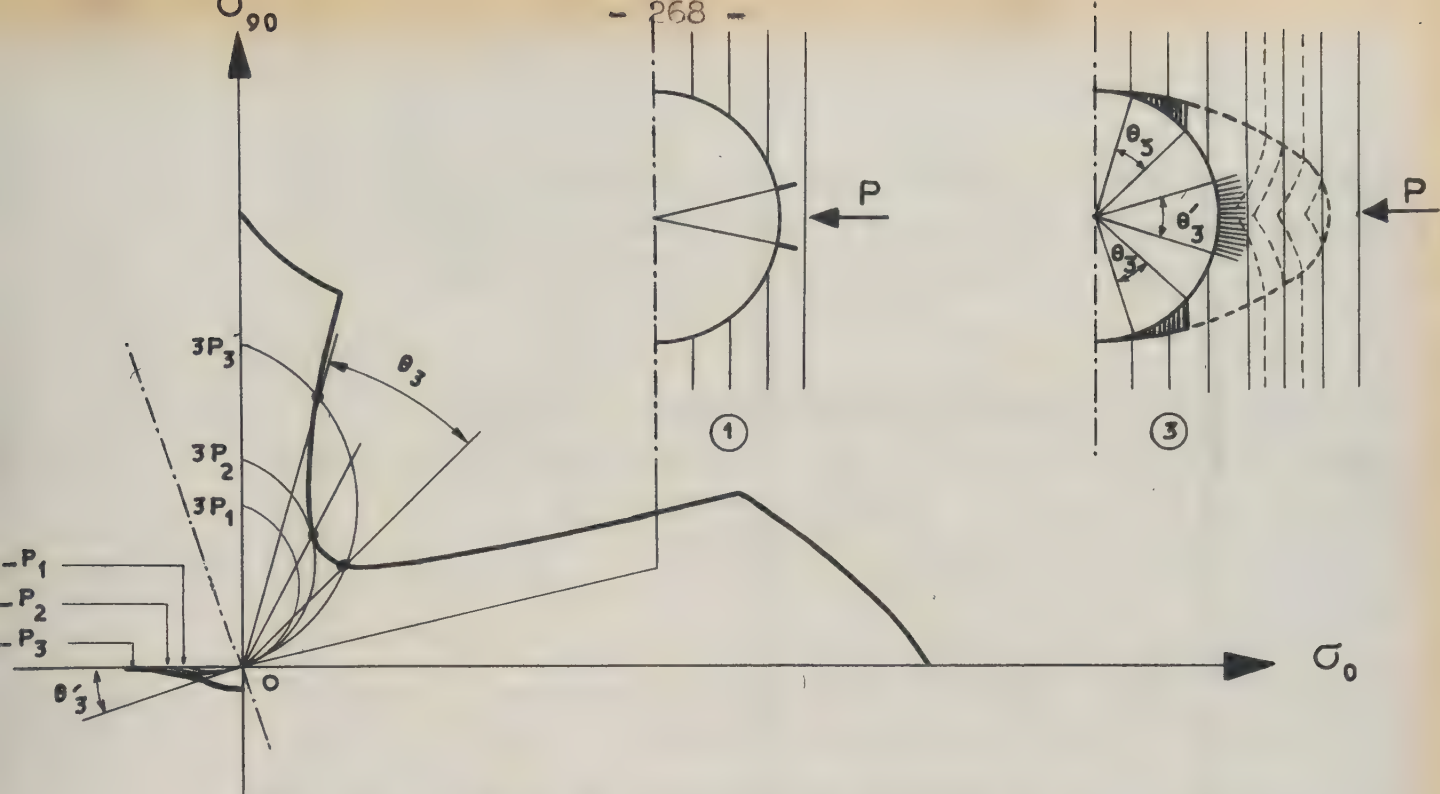


Fig. 5.7 - Etat de contraintes monoaxial. Effort perpendiculaire aux discontinuités.

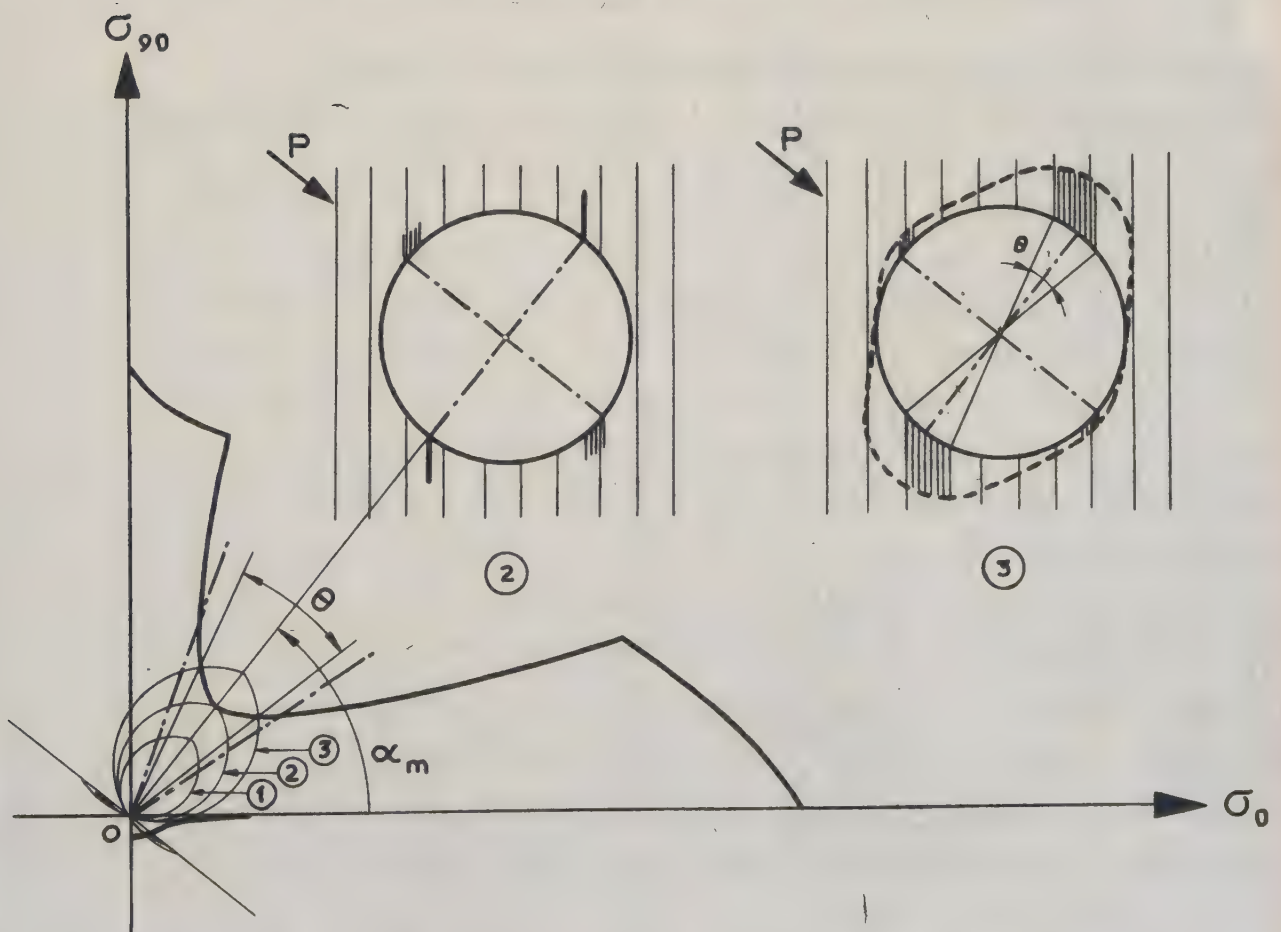


Fig. 5.8 - Effort monoaxial oblique par rapport aux discontinuités.

des zones de rupture par cisaillement (3) qui tendent à faire évoluer le profil de la section de la galerie vers une forme elliptique dont le grand axe est parallèle à l'effort.

+ Lorsque la contrainte monoaxiale est perpendiculaire aux discontinuités (fig. 5.7), la première rupture est également une rupture par traction oblique par rapport aux discontinuités (1), qui est suivie, pour des contraintes plus élevées, par une rupture par glissement suivant les plans de discontinuité (2) dans une zone oblique par rapport à l'effort. Cette zone de rupture s'étend lorsque l'effort augmente (3). Le profil de la galerie évolue alors vers une ellipse dont le grand axe est également parallèle à l'effort, la rupture par traction des génératrices médianes entraînant un flambage des couches situées dans cette zone.

+ Lorsque la contrainte monoaxiale est oblique par rapport aux discontinuités, les phénomènes de rupture apparaissent pour des valeurs de P plus faibles que dans les cas précédents. La stabilité du tunnel est alors minimale lorsque la direction de l'effort fait un angle α ou $\pi + \alpha$ avec les discontinuités (fig. 5.8). La première rupture qui apparaît alors, lorsque l'on fait croître P, est une rupture par traction (1) aux deux extrémités du diamètre parallèle à P. Cette zone de rupture par traction est très limitée lorsque P croît jusqu'à apparition (2) et extension (3) d'une zone de rupture par glissement de part et d'autre du diamètre perpendiculaire à l'effort. La galerie évolue alors vers une forme allongée dans une direction proche de la normale à l'effort.

Les remarques que nous venons de faire peuvent être reprises dans le cas d'un tunnel creusé en travers banc, dans un massif où les discontinuités ont un pendage constant. La première rupture par glissement apparaît alors suivant le

plan diamétral. Pour α proche de 90° , une rupture par traction en clé peut apparaître avant la rupture par extension dans la même zone.

Dans le milieu idéal, l'influence de la composante horizontale H de la contrainte initiale est considérable. Dans l'hypothèse hydrostatique, le cercle est la forme idéale. Nous avons vu que dès que $H/V > \frac{1}{3}$, une zone de traction apparaît en clé de voûte.

Il existe donc, dans le cas des matériaux à anisotropie planaire discontinue, une ellipse idéale dont le rapport des axes H/V limite l'effet de la compression dans la zone susceptible d'une rupture par glissement. Ces ellipses sont généralement les formes vers lesquelles évoluent les tunnels circulaires soumis à de fortes contraintes (sauf dans les cas de rupture par flambage que nous avons vus).

V. 4 - APPLICATION AUX USINES HYDRO-ELECTRIQUES SOUTERRAINES.

En supposant la contrainte verticale prépondérante, la forme élancée des usines souterraines achevées est favorable. Cependant, la voûte seule a une forme aplatie défavorable qui aggrave les conditions de traction en clé. C'est donc la période de début de perforation qui est la plus critique, faute d'une composante horizontale qui procure la précontrainte nécessaire (le contraire est constaté en Scandinavie où des contraintes horizontales existent souvent).

Le croisement à angle droit de deux tunnels se traduit grossièrement par une multiplication des facteurs de concentration des contraintes, ce qui correspond au facteur 4 dans le cas d'un état de contraintes hydrostatiques et à 9 en contrainte monoaxiale.

Dans un pilier entre deux cavités, ce raisonnement n'est plus valable et il convient alors d'envisager une cavité englobant les deux, avec un étau central, susceptible d'ailleurs d'un comportement plastique (étau à frottement).

Il faut donc tenir compte, à l'extérieur, du facteur de concentration de l'ellipse équivalente si le pilier a une section insuffisante.

Les autres anomalies du contour sont de peu d'importance par rapport à l'ellipse, surtout dans la partie peu chargée (ellipse). Au contraire, sur l'axe le plus chargé, les moindres hors profils peuvent aggraver de manière importante la concentration des contraintes (études photo-élastiques).

Nous avons vu que dans le cas des tunnels circulaires ou elliptiques creusés dans un milieu à anisotropie planaire discontinue, les premières ruptures à craindre sont, soit des ruptures par traction dans une zone proche du rayon parallèle à l'effort, soit des ruptures par cisaillement suivant les plans de discontinuité naturels. L'anisotropie oriente toujours les premiers glissements et les discontinuités préexistantes les monopolisent.

Le soutènement devra donc empêcher la chute des zones de rupture par traction (mais il vaut souvent mieux les enlever) ou des fragments produits par glissement pour conserver à ce matériau brisé une résistance et le faire participer au soutènement.

L'ordre d'exécution des phases successives d'abatage et la date de mise en place des moyens de soutènement jouent, comme on l'a vu, un rôle essentiel dans l'évolution des résistances et dans les efforts que le soutènement aura à supporter. Il faut, en particulier, éviter de surcharger lors d'une phase initiale une zone qui doit demeurer intacte lors de la phase définitive.

D'une manière générale, des saignées de clavage permettent d'ajouter une compression dans les zones en traction et d'empêcher ainsi leur chute.

Un boulonnage posé à l'avance (à partir d'une cavité de plus faible diamètre) peut empêcher tout glissement le long des plans de discontinuité dans les zones défavorables. Une projection de gunite suivant immédiatement l'abatage, et augmentant la cohésion apparente des courbes intrinsèques de glissement, aura une efficacité comparable si l'évolution des phénomènes débute assez lentement. Ces deux méthodes permettent de limiter grandement l'influence des discontinuités naturelles.

Au contraire, le temps nécessaire à la mise en place d'un soutènement de type traditionnel amène souvent à une aggravation considérable.

Enfin, signalons que des saignées de décharge (cf. Foatina en Tasmanie, Takamaka à la Réunion) peuvent traiter une concentration locale de contrainte dans un angle de l'ouvrage, mais aussi permettre de maintenir un équilibre élastique équivalent à celui de l'anneau plastique, en ramenant la déformation du contour à une valeur acceptable.

- 273 -

BIBLIOGRAPHIE

- 5.1 GOGUEL J. Répartition des contraintes autour d'un tunnel cylindrique. Annale des Ponts et Chaussées. Mars-Avril 1947. pp 157 -183.
- 5.2 LABASSE H. Les pressions de terrains dans les mines de Houille. Revue Universelle des Mines. 9e série. Tomes V et VI. Janvier-Févr. 1950.
- 5.3 LANDEL J. Les calculs en matière de pressions des terrains. Revue de l'Industrie Minérale. Janvier 1959. pp 77 - 93.
- 5.4 SIRIEYS P.M. Champs de contraintes autour des tunnels circulaires en élastoplasti-
cité. Rock Mechanics and Engineering
Geology. Vol. II - N° 1. 1964 -
pp 68 - 75.
- 5.5 TERZAGHI and RICHART. Stress in rock about cavities. Geotechnique. Juin 1952.
- 5.6 LOMBARDI G. L'influence des propriétés mécaniques de la roche sur la stabilité des cavités souterraines. Schweizerische Bauzeitung. N° 3. Janvier 1969.
- 5.7 DUFFAUT P., DESSENNE J.L. Les propriétés rhéolo-
giques de la craie et leur influence
sur le percement des galeries. La
Houille Blanche. Publication en
cours.
-

A N N E X E

APPAREILLAGE ET MODE OPERATOIRE

1 - PREPARATION DES ECHANTILLONS.

La confection des éprouvettes de matériaux rocheux sollicités au laboratoire mérite un soin tout particulier.

Une salle du Centre d'Essais d'Albertville a été spécialement aménagée à cet effet. Elle comporte une scie PERROT-ASTUTIN de grandes dimensions, équipée de lames diamantées DIAMANT-BOART ayant une hauteur de coupe de 50 cm. De gros blocs déplacés à l'aide d'un pont roulant de 5 tonnes peuvent être aisément disposés sur le chariot mobile de la scie, ce qui permet d'orienter les plans de coupe.

Une scie DIAMANT-BOART plus petite, équipée de lames diamantées de 450 mm de diamètre permet de préciser l'orientation du découpage de blocs de dimension réduite, en vue du carottage des échantillons.

Ce carottage est réalisé à l'aide d'une carotteuse ESCARON équipée de forets à couronne diamantée DIAMANT-BOART.

L'étude de l'anisotropie des résistances des matériaux rocheux à anisotropie planaire discontinue nécessitant le carottage de lots d'éprouvettes présentant une orientation très précise des discontinuités par rapport à l'axe des échantillons, un support mobile de type L.D.F. disposé sur le plateau de la carotteuse permet de régler celle-ci très finement.

Un surfacage grossier des têtes d'échantillons est réalisé à l'aide d'un lapidaire FERROT-ALBERTIN, équipé d'un système de chariotage transversal. La meule de ce lapidaire est fréquemment rectifiée à l'aide d'un outil diamanté.

Le surfacage des éprouvettes est parfait par une rectifieuse JNA et LADY qui permet de rectifier les surfaces au 1/100 de mm par abrasion à l'aide d'une meule à segments au carbure de tungstène. Le chariotage et l'avance par passes de 1, 2 ou 3/100 de mm se font alors automatiquement.

2 - ESSAIS DE COMPRESSION MONOAXIALE ET DE TRACTION.

Les essais de compression et de traction ont été effectués à l'aide d'une presse hydraulique MOHR et FEDERHAFF de 50 tonnes, comportant une importante gamme de sensibilités : 1, 2, 5, 10, 20 et 50 tonnes. Cette presse permet, outre une montée en charge manuelle, une montée en charge automatique qui peut varier entre 0,8 kg/s et 1,6 t/s. Elle permet également d'effectuer des cycles alternés de charge et de décharge à vitesse constante.

Les essais de compression monoaxiale ont été effectués sur des lots d'échantillons d'éclatement 2 et de 25, 38 ou 100 mm de diamètre, disposés sur la partie supérieure de la presse qui comporte un plateau fixe et un plateau monté sur rotule.

Si le fletage des têtes d'éprouvettes est négligeable dans la résistance des lots d'échantillons présentant une rupture par glissement, il a une influence non négligeable lorsqu'il y a rupture par extension. Afin d'éviter les

risques d'antifrettage dus à l'intercalation de graisse graphitée dans la zone de contact plateaux-échantillon, ou de frettage dû à celle de carton, nous avons tenté d'intercaler des rondelles de même nature que le matériau testé et de diamètre supérieur à celui de l'échantillon, présentant une orientation de la structure semblable à celle des échantillons testés (anisotropie des déformations).

Deux cas sont alors possibles :

- les rondelles intercalées cassent avec l'échantillon. On peut alors considérer que le frettage est négligeable et l'on peut, dans ce cas, éviter l'intercalation de tout matériau,
- les rondelles intercalées ne cassent pas lorsqu'il y a fragmentation de l'échantillon. On peut alors considérer que la présence des rondelles est utile.

Les essais de traction directe ont été effectués sur des échantillons cylindriques de 100 mm de diamètre et d'éclatement 3. Les têtes de ces échantillons étaient collées sur des plaques d'acier très propre, à l'aide de résines chargées de silice. Afin d'améliorer l'adhérence des têtes et d'assurer une répartition homogène des contraintes, nous avons noyé les têtes des échantillons sur une épaisseur de 2 centimètres environ dans de la résine maintenue par un "coffrage" cylindrique (voir fig. 3.12).

Lorsque la résistance à la traction des échantillons était supérieure à celle de la résine employée, nous avons effectué des essais de compression diamétrale en bloquant la

rotule du plateau supérieur de la presse afin de limiter l'extension de la zone de plasticité contenue qui se produit alors le long des génératrices de contact plateaux-échantillon.

Remarque : La structure de la plupart des presses de compression est telle que, lors de la mise en charge des échantillons, les quatre colonnes reliant plateau inférieur et plateau supérieur sont soumises à une traction qui tend à les allonger. L'énergie ainsi accumulée au cours de la compression de l'échantillon se dissipe (souvent brutalement), lorsque la résistance maximale de l'échantillon est atteinte, accélérant le phénomène de rupture.

Il apparaît donc que la brutalité de la fragmentation, et la contrainte à laquelle elle apparaît dépendent du rapport des modules de l'échantillon et des colonnes de la presse.

Ceci peut expliquer en partie les écarts de résistance enregistrés d'un laboratoire à l'autre.

3 - MESURES DES DÉFORMATIONS ET CONTRAINTES ACHVALE (photo 1)

Les mesures de déformations longitudinales et transversales d'éprouvettes cylindriques de 100 à 130 mm de diamètre et d'éclatement 2 ont été effectuées à l'aide de capteurs à variation d'induction ACB, couplés sur un enregistreur potentiométrique CINAPOT par l'intermédiaire d'un démodulateur.

Les supports des capteurs permettant d'enregistrer les déformations longitudinales (fig. 1) étaient en invar et disposés suivant deux génératrices diamétralement opposées de l'échantillon. Ils s'appuyaient en 2 points de l'éprouvette, distants de 150 mm, par l'intermédiaire de deux fiches métalliques collées sur l'échantillon (photo 1).

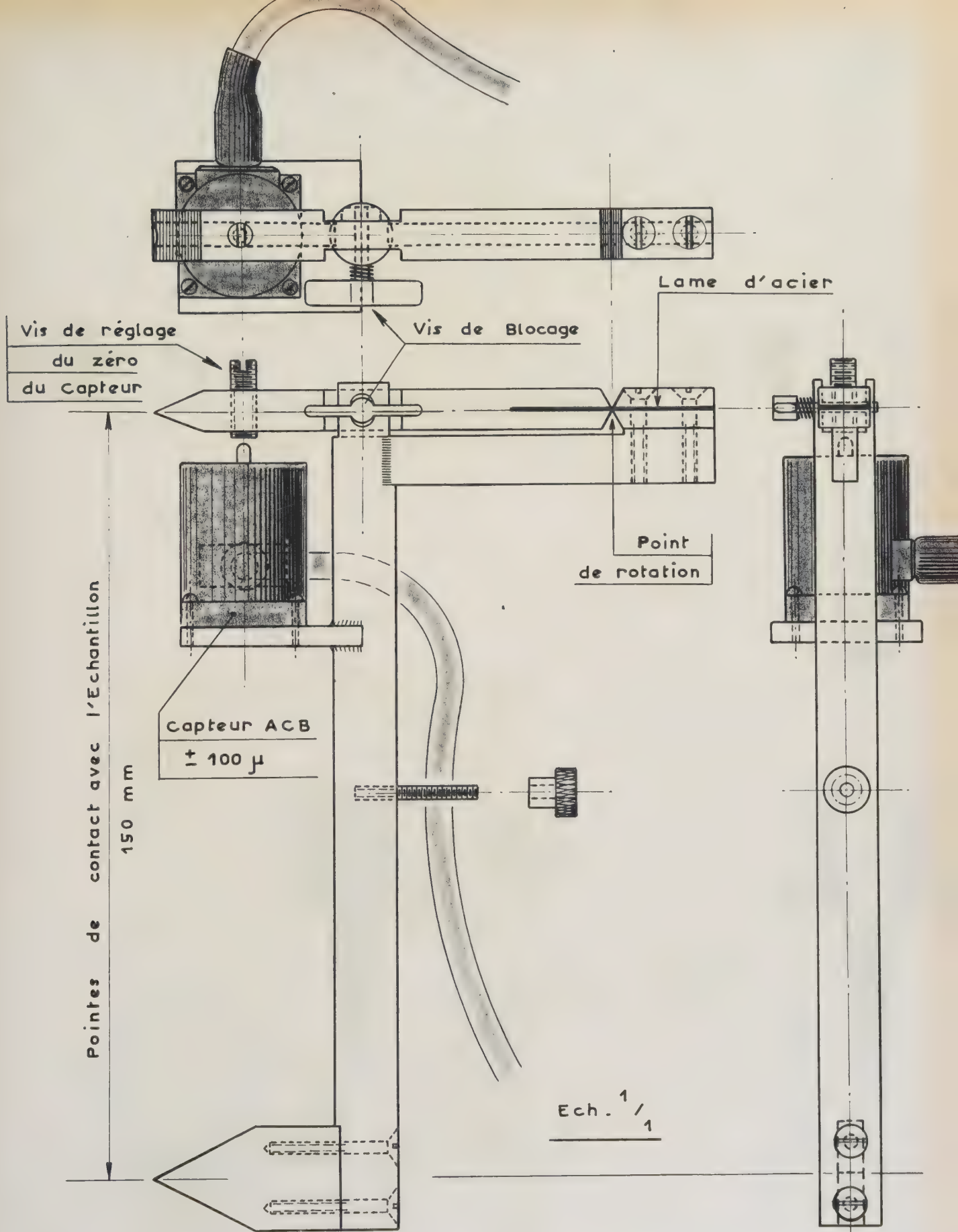


Fig. 1 - Dispositif de mesure des déformations longitudinales

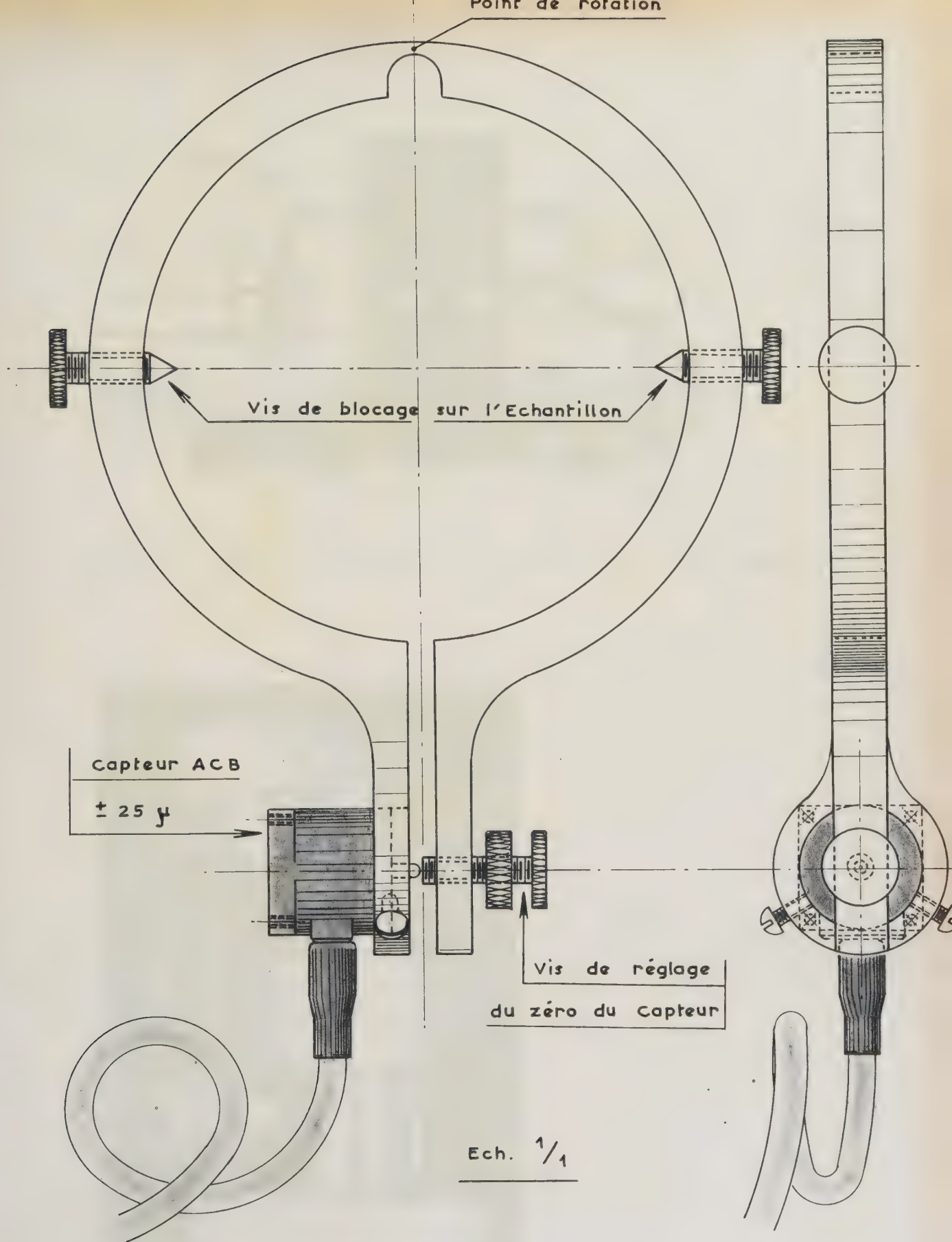


Fig. 2 - Dispositif de mesure des déformations transversales
type E.D.F.

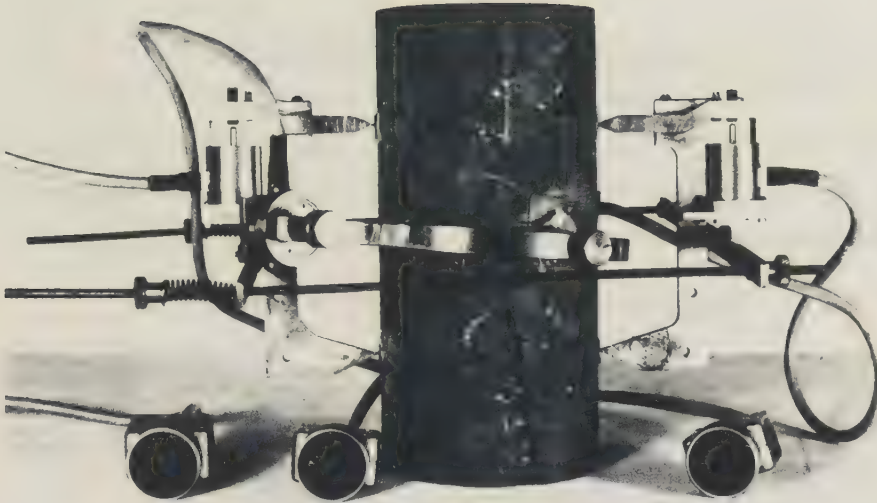


Photo I : Dispositif de mesures de déformations en compression monoaxiale.

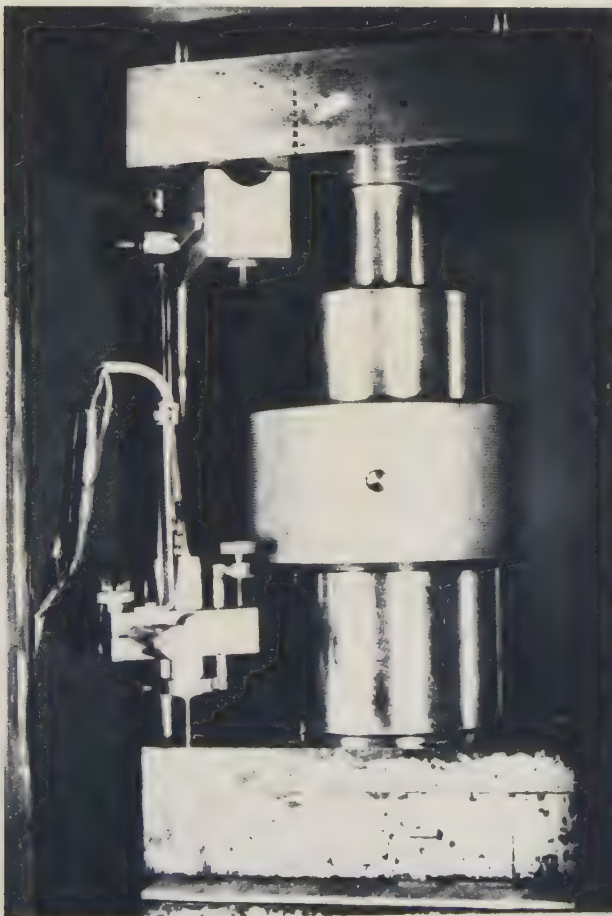


Photo 2 : Cellule triaxiale et
dispositif de mesure
des déformations en cours d'essa

Les déformations transversales étaient multipliées par l'intermédiaire d'un anneau, également en invar, fixé sur l'échantillon en deux points diamétralement opposés du plan équatorial (fig. 2) par l'intermédiaire de deux pastilles métalliques également collées sur les éprouvettes (photo 1).

Ce système de mesure est apparu comme très sensible et très fidèle.

4 - LES ESSAIS TRIAXIAUX.

Les essais triaxiaux ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques de 28 mm de diamètre (éclatement 2) dans une cellule d'acier de type E.D.F., permettant d'atteindre des pressions de confinement de 1 000 bars (photo 2).

Cette cellule (fig. 3) voit son principal intérêt dans la rapidité avec laquelle les essais peuvent être effectués (10 essais par jour environ). Elle est alimentée en huile par un bloc de 3 pompes de débits différents, et disposée entre les plateaux de la presse de 50 tonnes.

La première phase des essais consistait à soumettre l'échantillon à un état de contraintes hydrostatiques, manuellement. La montée en charge automatique à vitesse constante (contrainte principale majeure) se faisait ensuite, alors que la pression de confinement était maintenue constante manuellement tout au long de l'essai.

Des mesures de déformation longitudinale des éprouvettes étaient effectuées entre plateaux à l'aide d'un capteur CADI de 10 ou 30 mm de course.

CELLULE

COMPRESSION

TRIA XIALE

& COLONNE D'ESSAI

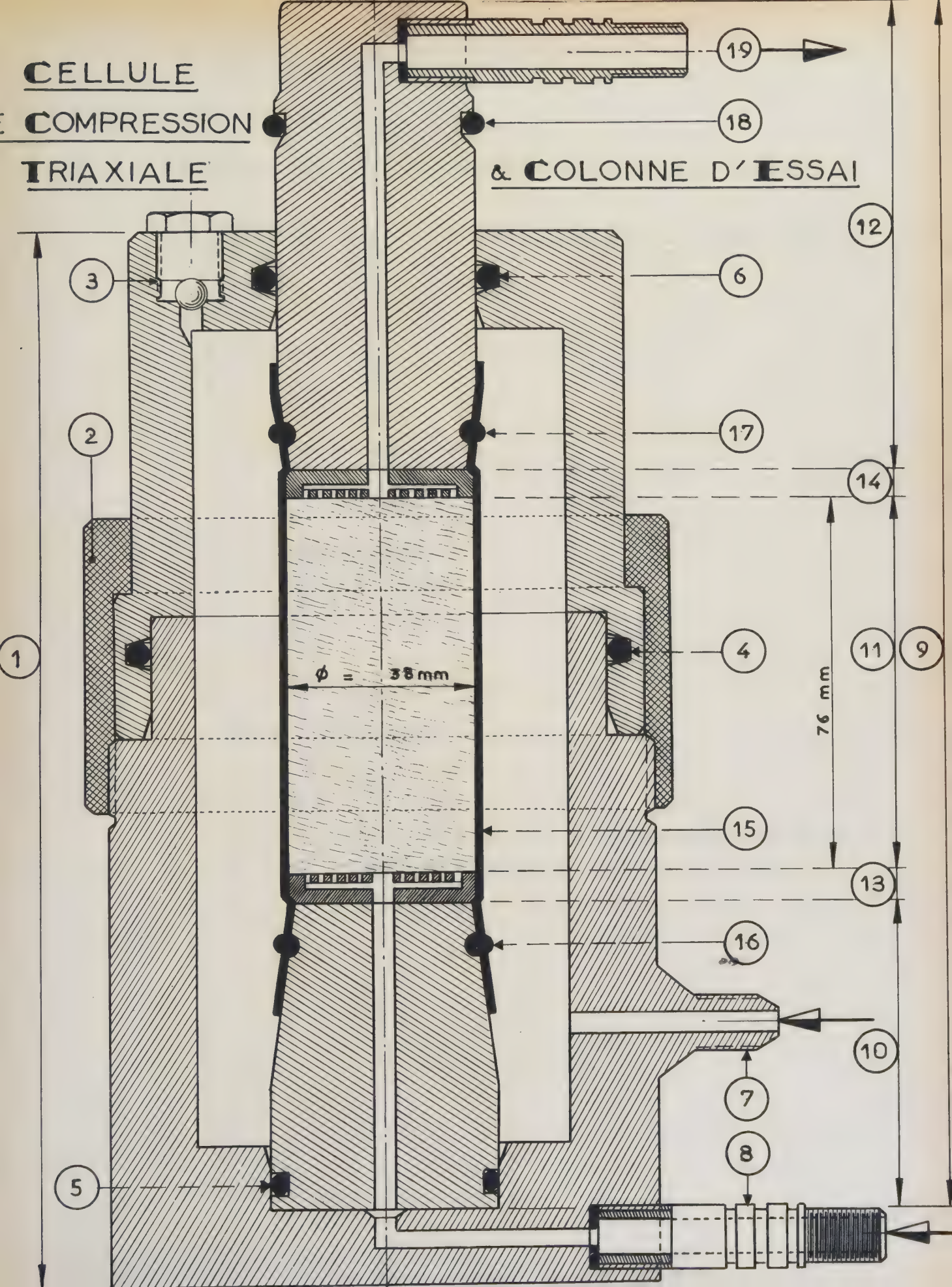


Fig. 3 - Cellule de compression triaxiale type E.D.P.

- 1 - Cellule de compression triaxiale, en deux parties
- 2 - Collier d'assemblage
- 3 - Bouchon de purge
- 4)
- 5 (Joints toriques .
- 6 (
- 7 - Arrivée d'huile
- 8 - Arrivée d'eau

- 9 - Colonne d'essai
- 10 - Support amovible
- 11 - Eprouvette
- 12 - Piston
- 13) Pastilles de répartition d'eau
- 14 (
- 15 - Gaine étanche en caoutchouc
- 16) Anneaux de serrage en caoutchouc
- 17 (
- 18 - Anneau de sécurité, en cas d'enfoncement du piston
- 19 - Sortie d'eau vers manomètre ou pompe à vide.

5 - ESSAIS DE CISAILLEMENT DE TYPE LUNDBORG.

Lundborg a dessiné une cellule permettant d'effectuer des essais de double cisaillement sur des échantillons cylindriques d'éclatement quatre.

Une presse de cisaillement de type E.D.F. et utilisant une telle cellule nous a permis d'effectuer des essais de double cisaillement sur des échantillons de 25 mm de diamètre (photo 3). Les échantillons cylindriques, parfaitement ajustés, subissent un freinage latéral dû à un effet Poisson non négligeable lors de l'application de la contrainte normale. La contrainte normale de cisaillement ainsi appliquée peut alors être supérieure à la résistance à la compression mono-axiale des échantillons (Lundborg a effectué des essais sur du granite avec des contraintes normales de 5 000 bars).

Deux vérins horizontaux, diamétralement opposés, alimentés par un même circuit hydraulique, permettent d'appliquer cette contrainte normale de cisaillement (200 bars maxi) aux deux extrémités des échantillons.

Un vérin vertical transmet une charge, qui peut atteindre 1 000 bars, à la partie centrale mobile de la cellule de cisaillement (photo 3). La contrainte tangentielle de cisaillement est ainsi la même dans les deux plans de cisaillement.

Le vérin vertical et l'un des vérins horizontaux traversent la chambre d'huile et présentent une extrémité libre qui permet d'enregistrer les déplacements normal et tangentiel dans les zones de cisaillement (photo 3) par l'intermédiaire de capteurs CADI de 10 mm de course.

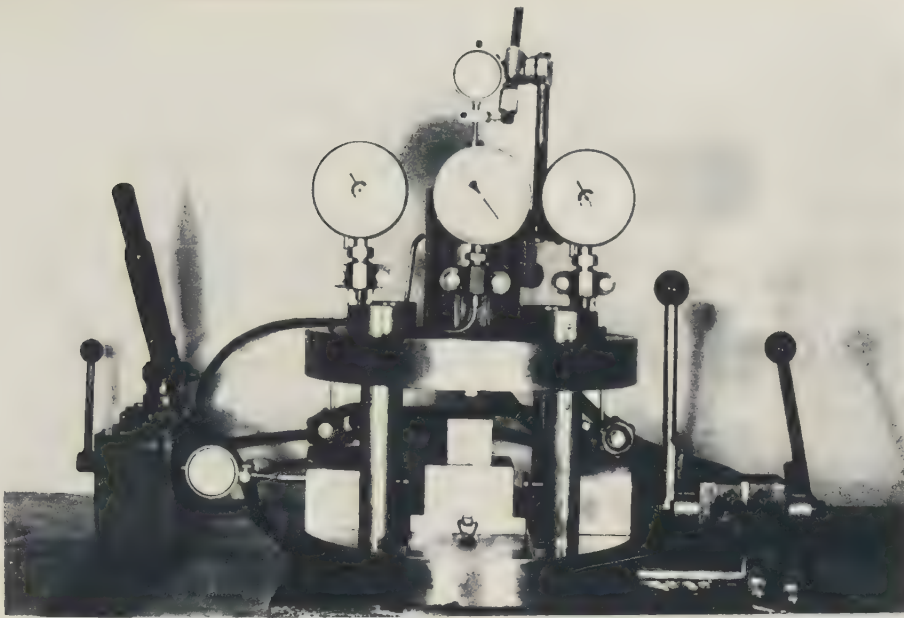


Photo 3 : Presse de cisaillement et cellule de type Lundborg.

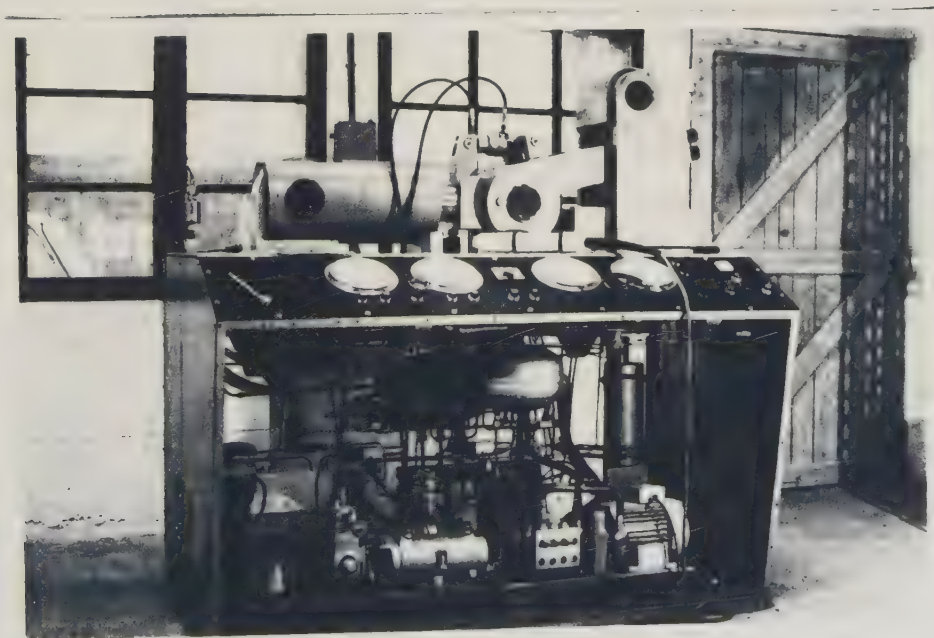


Photo 4 : Presse de cisaillement et cellule de type Lundborg.

Cet appareil s'est avéré d'un maniement facile et extrêmement rapide. Bien que l'essai de cisaillement direct soit critiquable, il nous est apparu d'un très grand intérêt pour l'étude des caractéristiques de discontinuités naturelles.

6 - ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT DE TYPE CASAGRANDE.

Une presse de cisaillement permettant d'effectuer des essais sur des surfaces rectangulaires plus importantes de 15 x 20 cm² a été mise au point par la S.E.I.L. (photo 4). La contrainte normale s'applique à l'aide d'un étrier vertical articulé, solidaire d'un vérin de 50 tonnes. L'application de la contrainte tangentielle de cisaillement est assurée par un vérin de 100 tonnes qui est alimenté par une pompe haute pression à débit réglable.

Contrairement à la presse précédente pour laquelle la vitesse de montée en charge était constante, cette presse est caractérisée par un déplacement tangentiel constant. Un système de commande automatique permet également d'obtenir une avance temporisée extrêmement lente.

Il nous est apparu très rapidement que si la rupture par cisaillement suivant une discontinuité naturelle était correcte celle de roches dures ou à structure statistiquement isotrope, ou même des roches anisotropes dont les discontinuités ne sont pas confondues avec la surface de cisaillement, était très complexe et ne pouvait être interprétée simplement.

Un appareil de ce type apparaît donc comme utile aux seules études de caractéristiques de cisaillement le long de discontinuités naturelles, ou encore, ce qui est d'une importance majeure dans les problèmes pratiques, à l'étude des caractéristiques de glissement le long de surfaces naturelles.

